

PROJEKTNR. 13630

# Utveckling av metoder för sprickbegränsning av hårdnande betong

## Slutrapport

---

Martin Nilsson (1), Mats Emborg (2), Anders Hösthagen (3), Mikael Westerholm (4), Jonny Nilimaa (5), Jonas Carlswärd (6)

1) LTU, 2) 6) Heidelberg Materials Betong, 3) Bostek, 4) 5) Heidelberg Materials Cement

2024-10-09



# Slutrapport

Projekt: Utveckling av metoder  
för sprickbegränsning av hårdande betong

Martin Nilsson, Ltu

Jonny Nilimaa, Heidelberg Materials Betong Sverige,

Mats Emborg, Heidelberg Materials Betong Sverige

Anders Hösthagen, Bostek

Mikael Westerholm, Heidelberg Materials Cement Sverige

## Förord

Just nu avslutas ett större projekt vid Luleå tekniska universitet angående egenspanningar i betong och risken för efterföljande sprickor. Projektet är finansierat genom medel från Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, Trafikverket (FOI-BBT), Heidelberg Materials och Luleå Tekniska Universitet.

Under projektets gång har en mängd erfarenheter inhämtats beträffande materialparametrarnas inmätning, modellering och påverkan på sprickrisk, samt även beträffande strukturmodellering och tillämpning i regelverk.

Speciellt intressant är hur alla inverkanse faktorer påverkas när klimatförbättrade betongkvaliteter nu introduceras för att möta strävanden mot klimatneutralt betongbyggande.

Föreliggande rapport utgör slutredovisning av delar finansierade av SBUF. Referenser sker till två större delrapporter. En artikel i Bygg och Teknik november 2023 ger en översikt om området. Delredovisning har även skett till Trafikverket.

Vi vill rikta ett stort tack till SBUF, Trafikverket och Heidelberg Materials för finansiellt stöd till arbetet samt till Skanska för insats under ansökningsprocessen.

Vi vill även speciellt tacka de som tagit sig tid att läsa manuskript under projektrapportens slutförande, och gett intressanta inspel som inneburit värdefulla justeringar och kompletteringar.

Vi vill även tacka de personer som kommit in med synpunkter under projektiden, bland annat vid arrangerade seminarier samt informella samtal och e-post-kommunikationer.

/Arbetsgruppen:

Martin Nilsson, Mats Emborg, Anders Hösthagen, Mikael Westerholm, Jonny Nilimaa, Hans Hedlund

Luleå, september 2024

## Sammanfattning och slutsatser

**Bakgrund.** Det är förhindrade volymändringar av temperatur- och fuktförhållanden under bindemedlets hydrationsfas som framkallar egenspanningar och alltför ofta ogynnsam sprickbildning i betongen under tidiga skeden efter gjutningen. Ska man vidta lämpliga åtgärder mot sprickbildningen måste egenspanningarna beräknas på rätt sätt och hålls i schack så att lämpliga åtgärder kan vidtas. God förståelse om bakomliggande mekanismer behövs för att lyckas.

Sverige har en lång forsknings- och utvecklingstradition inom området och just nu avslutas ett större projekt vid Luleå Tekniska Universitet på uppdrag/finansiering av SBUF och Trafikverket (FOI-BBT) med delfinansiering av Heidelberg Materials Cement och Betong.

**Projekt.** Arbetet genomfördes i form av litteraturstudier, laboratorieprovningar, analyser och beräkningar med FEM-program. Genomgång av status inom området har skett inkluderande dagens regelverk och metodik för att undvika sprickor. En mängd erfarenheter har därigenom sammanställts beträffande materialparametrarnas inmätning, modellering och påverkan på sprickrisk samt även beträffande strukturmodellering och tillämpning i regelverk. Speciellt intressant är hur alla inverkan faktorer påverkas när klimatförbättrade betongkvaliteter nu introduceras för att möta strävanden mot klimatneutralt betongbyggande.

**Resultat.** Materialdata för sex klimatförbättrade betonger har tagits fram. Beräkningar för ett antal typsituationer har skett med dessa visande på intressanta effekter av de klimatförbättrade betonger.

Resultat från analyser av hur sprickrisken påverkas genom variationer av materialegenskaper generellt genom omfattande känslighetsanalyser pekar ut några parametrar som extra viktiga. Dessa bör i framtiden lämpligen provas extra noga. Jämförelser med liknande insatser i andra projekt har skett och presenteras i rapporter.

Analysen visar att modellering av den unga betongens egenskaper kan förbättras och i vissa fall till och med förenklas. Att använda sig av FEM program med möjligheter att beräkna i 3D miljö som har studerats och visar på intressant möjligheter och svårigheter. Dessa analyser möjliggör analyser av komplicerade gjutsituationer.

Genomgången av dagens rekommendationer och regelverk visar på möjligheter att utveckla dessa vidare möjliga bredare tillämpning och enklare användning.

Delresultat från projektet har presenterats i flera seminarier via nätet bland annat genom arrangemang av Trafikverket. En informell referensgrupp har etablerats under slutförande. Samarbete och kunskapsutbyte har skett med andra pågående SBUF-finansierade projekt inom området.

**Slutsatser och rekommendationer.** Sverige är ett föregångsland när det gäller att analysera sprickrisker orsakade av egenspanningar för de mest skiftande situationer vid gjutning. Kurser hålls för en växande grupp av användare och vi har en bred kompetens att utföra spänningsberäkningar och att ta fram arbetsbeskrivningar för eventuella åtgärder.

Förutsättningarna är goda att tillämpa tekniken och vidareutveckla den, inte minst kriterierna i AMA. Förbättrade analysmetoder bör tas fram, som dessutom bör kunna vara förenklade för vanliga typfall. En utmaning är att mäta in materialparametrar på ett relevant och kostnadseffektivt sätt. Detta accentueras vid användning av klimatförbättrade betonger där observerade beteenden inte alltid liknar de som tidigare dokumenterats, oavsett om parametrarna är ”receptspecifika” eller ”generella” (se [4]). Laboratoriemetoder bör förfinas och i några fall nyutvecklas.

Projektet hoppas kunna bidra till utvecklingen ovan så att sprickorna kan undvikas. Framgångsfaktorn för framtida sprickfria konstruktioner är att samverkan etableras mellan initierade experter, forskare, utförare, materialleverantörer, beställare och inte minst specialister i laboratoriet. Då kan en nyskapande utveckling ske.

## Innehåll

1	Inledning	1
	1.1 Bakgrund	1
	1.2 Utgångspunkt vid start av projekt - syfte, mål och nytta	3
2	Metod	5
3	Materialtekniska studier	6
4	Inventering av analysmetoder och modelleringsmetodik	8
5	Spänningsberäkningar – metodik, bestämmelser	9
6	3d-modellering i FEM för analys av temperatursprickor i ung betong	13
	6.1 Inledning	13
	6.2 Metod	14
	6.2.1 Termisk materialmodell	14
	6.2.2 Modellering av elasticitetsmodulen $E_{\text{eff}}$	15
	6.3 Resultat	19
	6.4 Analys	21
	6.5 Diskussion	21
7	Spänningsberäkningar – verifiering, tendenser	22
	7.1 Bakgrund	22
	7.2 Tendensstudie	23
8	Resultatspridning	31
9	Diskussion och slutsatser	32
10	Referenser	33
BILAGA 1	Delrapport – Analysmetodik och materialmodeller vid inmätning ung betongs egenskaper för beräkning av temperatur, hållfasthet och spänningar under härdningsförlopp	
BILAGA 2	Delrapport – Spänningsberäkningar, metodik och kriterier	
BILAGA 3	Artikel – Egenspanningar i tidig ålder av temperaturrelater och krympning-försöksanalys, modellering, kriterier i Sverige, Bygg och Teknik, nr 6, 2023, sid 10-18	
BILAGA 4	Konferensbidrag – Thermal Crack Risk Estimations - Equivalent Restraint Method Correlated to Empirical Measurements. Reykjavik, Island: Proceeding of the XXII Nordic Concrete Research Symposium 2014	
BILAGA 5	Konferensbidrag – Thermal Crack Risk at Early Ages, Effect of Material Parameters for Environmentally Friendly Concretes. Stockholm, Sverige: Proceeding of the XXIV Nordic Concrete Research Symposium 2022	
BILAGA 6	Inkomna synpunkter och kommentarer från referensgruppen	

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Ett hållbart samhälle förutsätter väl fungerande anläggningar för vår infrastruktur. Samtidigt som delar av den byggs ut med en hög fart har andra delar en ålder som i många fall är högre än 100 år. Här har väg- och järnvägsbroar historiskt varit avgörande för att transporter överhuvudet taget ska kunna ske och broarna är givetvis lika viktiga nu som då. I vårt vattenrika land är de många; Trafikverket äger, förvaltar och underhåller över 16 000 vägbroar och lika många - om inte mer - finns i annan ägarregi, t.ex. kommuner. Därtill räknas alla järnvägsbroar.

Att minimera förekomsten av temperaturframkallade sprickor i dessa betongkonstruktioner och liknande strukturer vid t.ex. stom- och industribyggande har varit en självklarhet sedan Trafikverket 1994 introducerade krav i dåvarande Bronormen (nu Anl AMA) - den "Svenska Sprickmodellen" etablerades.

Sverige är unikt och har varit ledande i denna utveckling sedan kravställning skrevs in med materialprovning, prognosmetoder och åtgärdsinsatser på arbetsplats. Omfattande nationell forskning startades upp, EU-finansierat projekt genomfördes, deltagande skedde i internationella nätverk, t.ex. inom Rilem m.m.

Den svenska sprickmodellen inarbetades i Anläggnings AMA med tre möjliga prognosmetoder för sprickriskberäkning och för framtagning av arbetsbeskrivning med eventuella åtgärder om sprickrisken är för hög: 1) temperaturkrav inom betongen 2) sprickrisker enligt diagram för typfall, 3) sprickriskberäkningar med datorprogram.

Att mängden sprickor tydligt minskat under de år modellen tillämpats visar artiklar, rapporter och objektsvisa analyser. Flera exempel på objektsvis uppskattning av förtjänster finns. Ett relativt väldokumenterat äldre objekt kan nämnas: byggandet av järnvägstunnel till Helsingborgs centralstation, Bernander & Emborg (1997). Åtgärdsinsatser för sprickfrihet genom kylning, innebar en besparing på 9,7 Mkr i 1997 års penningvärde. Ett senare exempel av järnvägstunnlar är G:a Uppsala där bl.a. inledande analyser av tvångssituation gav information om kritiska snitt. Efterföljande analyser ledde till utarbetande av åtgärder att minska sprickrisk, se Figur 1.1. Mycket få sprickor uppstod.

Överslagsberäkning ger vid handen att man sparat uppemot 30 miljoner årligen.

Det speciella med den svenska sprickmodellen är mångsidigheten med de tre metoderna. Man kan approximativt analysera temperatursprickrisker med ställda krav på temperaturförhållanden, cementhalt, geometri och tvång (dvs metod 1), beakta enkla dimensioneringsdiagram (metod 2) eller analysera med enkla beräkningar alternativt sofistikerade FEM-program (metod 3).

Enkla "ingenjörsmässiga" beräkningsrutiner underlättar när justeringar av åtgärder snabbt görs på arbetsplatsen. Rutinerna finns beskrivna i t.ex. Betonghandboken och lärs ut i kurser. Att använda egna materialparametrar, så kallade receptspecifika materialparametrar, ger en tydlig fördel, men förutbestämda standardvärden, så kallade generella materialparametrar har fungerat bra i många fall.

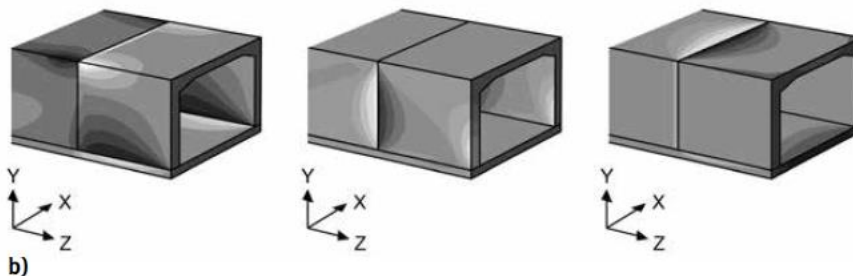
Sprickmodellen kan sägas vara unik i ett internationellt perspektiv. Några länders kravsättande organ har försökt etablera liknande system men det har oftast resulterat i överslagsmässiga temperaturkrav. Vid mycket omfattande byggnadsprojekt har speciella kriterier definierats baserade på detaljerade provningar i laboratorium och omfattande teoretiska analyser. Inom EU har den normativa organisationen gjort ansträngningar till kravformulering men konsensus synes varit svårt att uppnå. En överenskommen lösning har nyligen föreslagits.

Sprickmodellen baseras således på omfattande forskning i Sverige, inom EU projektet och olika kommittéer (t.ex. Rilem) samt tillämpningar i många fullskalefall. Modellen kan härledas till

insatser redan på 40-talet då Bertil Löfquist forskade och disputerade inom området 1946, Löfquist (1946). Initiering av projektet skedde genom dåvarande Vattenfall. Fokus var naturligt kraftverksdammar där problemet varit känt under lång tid internationellt, t.ex. vid byggandet av Hooverdammen, Coloradofloden, och andra vattenkraftsrelaterade byggnationer under tidigt 1900-tal. Löfquist hämtade in tekniken till Sverige. Han redogjorde i sin avhandling (nr 3 vid Chalmers) om påverkansfaktorer på sprickbildning i grövre betongkonstruktioner och genomförde och analyserade avancerade laboratorieförsök samt utvecklade beräkningsmodeller för spänningar – ett mycket imponerande arbete som står sig än idag. Löfquist ligger t. ex. bakom den beräkningsmetod som nu föreslås i Eurocode. Stig Bernander tog upp tekniken 25 år senare och tillsammans med kollegor vid Skanska programmerades Löfquists modeller upp. Effekter av temperaturförloppet beräknades för att säkerställa en sprickfri Tingstadtunnel under Göta älv. Detta kan sägas blev en nystart i Sverige för området. Sedermera tilldelades Bernander, ihop med Jan-Erik Jonasson, mentorrollen för flera doktorandprojekt vid Luleå Tekniska Universitet (LTU). Den svenska metodiken för undvikande av temperatursprickor, presenterad i Bronormen på 1980-talet och fortfarande gällande, är ett resultat av Bernanders och Jonassons insatser.



a)



b)

Figur 1.1 Järnvägstunnel i G:a Uppsala. Åtgärder mot sprickuppkomst i form av värmning av platta med ingjutna värmekabla baserat (a) baserat på FE-analyser av tvångssituation och sprickrisker med utprovade materialparametrar vid LTU (b). Beräkningar och foto: Anders Hösthagen, från *Betonghandbok Material*, kap 19.

Under ett antal år av intensivt svenskt arbete, bl.a. i samarbete genom internationella EU finansierade projekt, utvecklades således en bas för försöksteknik, materialmodeller, modeller för strukturellt beteende (bl.a. fastläsningsgrad) och modeller för beräkningar av sprickrisker. Initiativ till rekommendationer vid utförande togs fram och presenterades i handböcker bland annat hur arbetsbeskrivningar kan utformas. Förmedling av kunskap har skett exempelvis genom kurser anordnade av CBI (numera RISE), där ovan nämnda metoder beskrivs och hur bakomliggande förutsättningar, inte minst materialdata, tas fram inkluderande tvångssituationer (fastläsningar). Insatserna har letts av utförare/expertter av tekniken – inte bara inom akademien, utan även av representanter från industri och Trafikverket, (se bl.a. referenslista – utdrag, se även *Betonghandbok Material*, kap 19). Internationellt samarbete har berikat arbetet.



## 1.2 Utgångspunkt vid start av projekt – syfte, mål och nytta

I ansökningsskedet, presenterat både för SBUF och Trafikverket (FOI BBT) och eftersom ett medfinansieringsprojekt planerades, utkristalliserades ett antal frågeställningar inom området. Utgångspunkter definierades enligt nedan.

För att möta klimatkrav kommer betong med över 30 % lägre CO<sub>2</sub>-belastning relativt tidigare anläggningsbetonger att användas i nära framtid (och görs redan nu vid skrivandet av rapporten). Då förändras betongens egenskaper och metod 1 och 2 enligt AMA för begränsning av sprickor är inte längre giltiga. Analysmetod 3 kommer att vara tillämpbar, men existerande standardparametrar till programmen gäller inte.

Huvudproblematiken vid start av projektet var således att Den Svenska Sprickmodellen, med dess metoder och materialparametrar kan inte användas fullt ut när krav på minskad miljöbelastning ställs.

Dessutom observerades vid projektstart att Ingen större förändring har skett av modellen sedan den etablerades. Vissa delar av textmassan uppfattas som onyanserad. Inmätning av parametrar för metod 3 är komplicerad, tidskrävande och kostsam, Försöksmetoder för inmätning av parametrarna och efterföljande analyser är inte kvalitetssäkrade fullt ut och framtida kompetens i laboratorium är inte säkerställd. Ofta, för enskilda projekt, motsvarar inte materialparametrarna den betongsammansättning som används.

Det uppmärksammandes att sprickmodellen bör omarbetas och uppdateras med nya materialmodeller och materialprestanda för miljövänligare betongkvaliteter. Detta kräver forskning, företrädesvis genom doktorand(er), och utveckling genom seniorforskare.

### **Frågeställningar**

Vid projektstart definierades ett antal frågeställningar där kunskap och information ansågs behöva inhämtas:

1. Hur ska metod 1 och 2 i AnläggningsAMA förändras mötande krav där ny miljövänlig betong används?
2. Hur ska försökmetodik och analysmetodik förbättras så att inmätning av den nya betongen till metod 3 i AMA kan förenklas och snabbas upp?
3. Vilka delar av försökmetodik ska speciellt kvalitetssäkras för att motverka osäkra materialparametrar?
4. Hur utförliga bör laboratorieundersökningar av ung betong vara i detta sammanhang? Innebär en alltför hög komplexitet ett hinder för utveckling av t.ex. miljövänliga betongkvaliteter? Kan förenklingar göras om man utnyttjar databas från redan utförda provningar?
5. Hur kan man lätta upp arbetsbeskrivningar så att de medger flexibilitet vid gjutning så att de t.ex. tillåter ändringar baserat på förnyade arbetsplatsprovningar.
6. Är det så att tekniken är för komplex som gör att den är begränsad till ett fåtal ”betongspecialister” i branschen?

Reflektionen vid initiering av arbete var att det är kritiskt för metodikens fortsättning att den anpassas till nya miljövänliga betonger och utförandelösningar. I annat fall är den inte tillämplig och sprickor kan inte undvikas fullt ut i framtiden. Kritiskt är även att metoden inte blir för komplex och tidsödande vid praktiskt bruk.

Övergripande syftet i projektet har varit att skapa förutsättningar för sprickfria konstruktioner med miljövänliga material- och utförandelösningar.

Fyra nyckelområden med respektive delmål utkristalliserades vid start av projektet baserat på frågeställningarna beträffande: 1) materialdata, 2) metodutveckling/kriterier, 3) flexibilitet beräkning/arbetsbeskrivning, 4) kompetensspridning.



## 2 Metod

För att nå målen utarbetades följande arbetsplan:

### 1. State-of-the-art.

Kartläggning av kunskapsläge i Sverige och internationellt

### 2. Laboratorieförsök – teknik

Genomgång av försöksmetodik som nyttjas idag.

### 3. Materialparametrar – generell analys

Genomgång av analysverktyg för framtagning av indata till beräkningsprogram.

Sammanställning av försöksdata baserat på tidigare mätningar.

Känslighetsanalys.

### 4. Materialparametrar – detaljerad analys

Framtagning materialdata för miljövänliga betonger. Intressant frågeställning är om förändringar i metodik är nödvändig.

### 5. Metodikutveckling

Utvärdering och ev. förändring av befintliga kriterier metod 1, 2 och 3.

Genomgång av t.ex. handberäkningsmetoder för endimensionella beräkningar beträffande tillämpbarhet, exakthet.

## 7 Rapportering

Populärvetenskaplig rapport i svensk tidskrift. Text i Betonghandbok (uppdatering av textutgåva II, framtida digital version). Provnings ung betong – rekommendationer. Förslag: ”Svenska Sprickmodellen.2.0” Förslag till text AMA med uppdatering av refererande tekniska rapporter.

Följande personer avsågs ursprungligen att ingå i arbetsgrupp:

Martin Nilsson, LTU, har varit projektledare och har tillsammans med Jonny Nilimaa, LTU (numera HM Cement), ansvarat för utveckling av materialprovning och utvärdering samt logiskt även genomfört provningen och analyser av data. Mats Emborg, tidigare LTU numera HM Betong har huvudsakligen medverkat genom rådgivning i samband med analys av försök och generellt vid modellering samt vid rapportering och presentation av projektet. Anders Hösthagen har medverkat vid analyser av materialdata, utfört ett stort antal kontrollberäkningar av egenspanningar för olika typfall samt har, med sin erfarenhet av analyser i praktiken fungerat en viktig länk avseende tillämpningar av tekniken. Mikael Westerholm, HM Cement, har medverkat vid analys av materialdata, modellering och rådgivning. Jonas Carlswärd, HM Betong har medverkat i projektet med generella råd beträffande sprickriskberäkningar och tillämpning på byggprojekt.

Trafikverket har deltagit i gruppen genom handläggare Alf Nilsson och Mats Karlsson (numera egen verksamhet) som dessutom fungerat bl.a. som informationsspridare genom sitt engagemang i FOI-BBT och i flera utvecklingsprojekt inom närliggande områden.

### 3 Materialtekniska studier

Ett delmål i projektet var således att ta fram materialparametrar för en grupp klimatförbättrade betonger med förändrade bindemedelskombinationer och att studera inverkan på sprickrisker. Så långt har sex recept provats och kvalitetssäkrade modellegenskaper har tagits fram efter ett mödosamt arbete med otaliga kontrollberäkningar och omtag beträffande modellering. De sex betongrecepten är valda med två vattenbindemedelstal där referens med Anl FA motsvarar nivå 2 av reduktion, se Svensk Betong, och där 18% tillsättning av flygaska respektive slaggbär innebär att nivå 3 nås.

Utredningen omfattade inmätning av materialegenskaper för hårdnande betong, efterföljande utvärdering av försöksresultat samt anpassning till modellsamband som används i datorprogrammet ConTeSt 5.1 för beräkning av egenspanningar under härdningsförloppet. Parametrarna kan även nyttjas i andra program efter viss omarbetning.

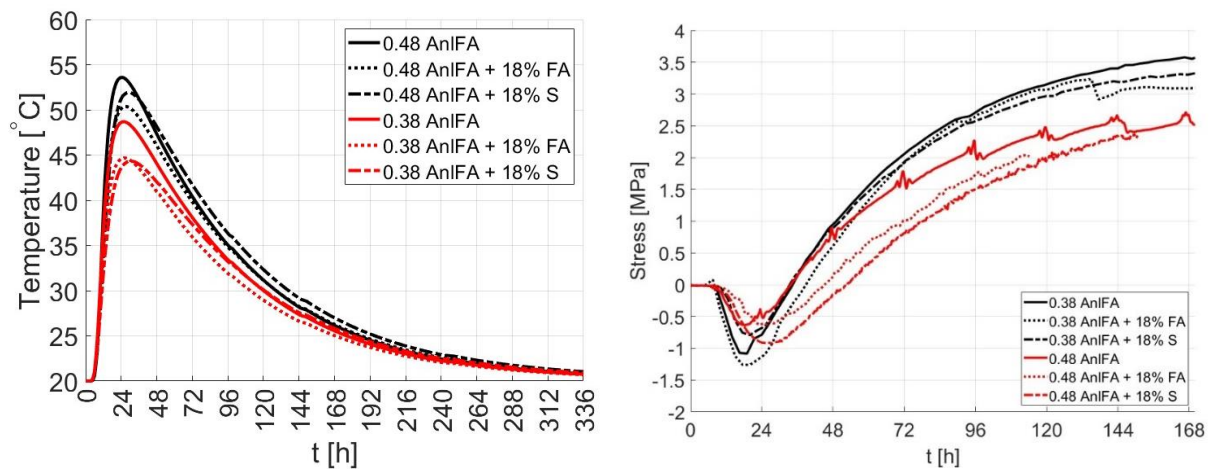
Varje betongrecept provades i fem delprov enligt en förutbestämd försöksprocess. Provningsen skedde vid MCE laboratoriet vid LTU, delavdelning Thysell laboratorium, och följde framtagna kvalitetsdokument och utförandeanvisning.

Initialt förprovades receptet mot krav/önskemål beträffande egenskaper vad gäller lufthalt och konsistens. (Även andra krav kan förekomma generellt – men inte i detta fall). Vid behov justerades betongreceptet – ibland flera gånger – innan gjutningar av provkroppar kunde påbörjas.

Gjutning av provkroppar skedde därefter i två omgångar med två blandningar för provning av följande egenskaper

- värmeutveckling
- mognadsutveckling
- krypning och elasticitet
- frirörelse, dvs. temperaturrörelse och autogen krympning.
- spänningsutveckling under fullständigt tvång.

Resultat är redovisade i en separat materialrapport, Nilsson et al. (2024c). Exempel på delresultat visas i Figur 3.1. Egenspanningar i temperaturspänningsriggen för 100 % tvång, med styrkurvor beräknade för 0,7 m tjock vägg utifrån inmätta materialparametrar. Spänningsriggen utgör ju slutlig kontrollpunkt och är ovärderlig i sammanhanget. Beräknade spänningar med materialmodellerna stämmer väl överens med uppmätta i riggen. Reduktion hos ytterligare klimatförbättring kan ses vilket givetvis är en trevlig observation.



Figur 3.1 a) Temperaturutveckling för 0,7 m tjock vägg, beräknad baserad på inmätta materialparametrar värme och mognad vid LTU; den s k styrkurvan b) Egenspanningar vid 100 % tvång, uppmätta i temperaturspänningsriggen och beräknade med inmätta materialparametrar för klimatförbättrad betong nivå 2 respektive 3.

## 4 Inventering av analysmetoder och modelleringsmetodik

Behandling av den unga betongens egenskapsutveckling vid försök och efterföljande analyser delas lämpligen in i följande moment: 1) värmeutveckling, 2) hållfasthetsutveckling och deras temperaturkänslighet (mognadsfunktion), 3) elasticitet och krypning och rörelser vid temperaturbelastning respektive (konstant temperatur); baskrypning.

Spänningar vid temperatur- och autogenkrypningsbelastning samt eventuell sprickbildning undersöks i spänningsriggen (TSTM – Thermal Stress Testing Machine)

Spänningsriggen utgör en viktig del vid undersökningarna genom att spänningsberäkningar baserade på framtagna materialparametrar i momenten då kan jämföras och därigenom kontrolleras mot uppmätta spänningar för aktuella blandningar.

I delrapporten för detta moment utvärderas egenskapsområdena med stöd av tillgänglig forskning, rapporter från tidigare SBUF-projekt inom området, redovisningar och materialrapporter från tidigare försök utförda vid Thysell-laboratoriet, LTU samt kapitel i Betonghandboken – Material.

Aktuella modeller och analysmetodik beskrivs där tydliggörande sker av förekommande utmaningar vid framtagning av delparametrar och hur de lämpligen hanteras för så korrekt tillämpning som möjligt.

Befintlig princip för analys av försöksresultat enligt ”Jonassons Metod”, tillämpad under senaste 20 åren, har utvärderats. Jonassons Metod har tidigare programmerats upp t.ex. med Excel och Matlab. Metodiken är gällande i det, för närvarande, interna utvärderingsprogrammet YoungCon (utvecklat av Marcin Stelmarcyk för LTU:s räkning) för att ge indata till aktuella svenska (och norska) beräkningsprogram för temperatur- hållfasthets- och spänningsutveckling i hårdnande betong.

Metodiken har presenterats under de senaste 15 åren genom rapporter av försök vid LTU. I materialrapporterna sker en parameterintroduktion som inte alltid förklaras utförligt – vissa delar kan finnas i olika dokument/referenser under senaste 15 åren, se delrapporten.

Avslutningsvis genomförs känslighetsanalyser av effekter av ingående egenskaper på olika typfall med sprickriskproblematik. Jämförelser med andra liknande analyser visas i rapporten med intressanta iakttagelser. Bland annat utkristalliseras ett antal egenskaper som har stor inverkan på sprickrisk och som behöver studeras mer noggrant i framtiden både vad gäller modellering och provning.

## 5 Spänningsberäkningar – metodik, bestämmelser

Detta delområde av projektet behandlade metodiker för beräkning av påkänningar av temperatur- och fuktinducerade töjningar och de sprickrisker som därav blir följden.

Dessutom skedde en genomgång av de kriterier som råder i Anläggning AMA.

Inledningsvis skedde en genomgång av förutsättningar för egenspanningars uppkomst av tidiga temperaturrörelser och krympning, dvs primära faktorer inverkan på sprickrisker. Möjliga metoder att analysera egenspanningar och sprickrisker redogörs samt de metoder som är tillåtna enligt dagens rekommendationer och normer.

I kapitlets delrapport redogörs på samma sätt som i avsnitt 4 med stöd av tillgänglig forskning och rapporter från bl.a. SBUF-projekt inom området, beskrivningar i ett antal kapitel i Betonghandboken. Erfarenheter från verksamma konsulter och andra experter inom området har även inhämtats.

Det konkluderas att, för korrekt behandling av fenomenen, bör hänsyn tas till alla faktorer som nämns i referenserna ovan (se t.ex. inledande text i Betonghandboken kap 19) – allt annat innebär förenklingar. Exempelvis visar egenspanningsberäkningar på tvångets avgörande betydelse – inte bara på spänningsnivå utan även om betongen kommer att vara i tryck eller drag vid en viss tidpunkt efter gjutning. Tvånget kan inte förbises.

Beräkning av temperaturutvecklingen i en betongstruktur anses av många vara ett mycket enkelt moment men komplexiteten blir dock ofta överraskande hög. Hänsyn bör tas till en mängd parametrar: de termiska egenskaperna hos betongen (hydrationsvärme, specifikt värme osv.), betongens mognadsegenskaper, geometri och dimensioner av den nygjutna strukturen och motgjutning, lufttemperatur och temperatur hos motgjutning, vind, solbestrålning samt gjutförhållanden (gjuttemperatur, formtyp, isolering, artificiell kylning/värmning).

Således rekommenderas ödmjukhet inför, och noggrannhet under, den inledande temperaturanalysen. Speciellt genom att temperaturen har en avgörande inverkan på spänningsnivån.

Autogen krympning (av självuttorkning under hydratationen) och uttorkningskrympning är alltid närvarande och får inte förbises i analyser.

Stor inverkan på egenspanningar har de mekaniska egenskaperna; elasticitet och krypning, hållfasthetsutveckling, olinjärt beteende vid höga spänningsnivåer (brottmekaniska egenskaper) samt plastiska egenskaper.

I arbetet redogörs för enklare, överslagsmässiga metoder vilka med fördel kan användas tidigt i processen för att utvärdera om t.ex. åtgärder är nödvändiga och om mer komplicerade analyser ska vidtas. Beräkningar av temperaturutveckling ger en god vägledning som kan kombineras med enkla handberäkningsmetoder

Modellering av egenspanningar med datorverktyg är komplext och utmanande, även för personer insatta i generell avancerad strukturmekanik. Det är en av anledningarna till att det för närvarande endast finns ett fåtal beräkningsprogram (FEM) där trovärdig modellering sker.

I Sverige sker för närvarande endast i undantagsfall beräkningar med ett system, framtaget för mer än 20 år sedan. Programmet är utvecklat under många års forskning, baserat på större mängd doktorsarbeten, inte bara i Sverige. Korta beräkningstider medges utan att tappa möjligheter till hänsynstagande av t.ex. komplexa situationerna av fastlåsning, 2D och 3D effekter m.m.

I framtiden kommer andra system att ta vid. Även kommersiella FEM program-utvecklare har visat intresse för att anpassa modeller till ung betong och egenspanningsberäkningar.

Rekommendationer att hantera tidiga egenspanningar för anläggningskonstruktioner på grund av temperaturförloppet av hydratationen införlivades Bronormen under 1990-talet i Sverige. En indelning skedde i tre metoder för bedömning av risken för temperatursprickor:

Metod 1 – temperaturberäkningar

Metod 2 – nyttjande av typfall där beräknade sprickrisker utförts

Metod 3 – egna beräkningar av egenspanningar/sprickrisker.

Till dessa upprättades kravställningar på temperaturer respektive sprickrisker vilka skulle uppfyllas vilket har inneburit att åtgärder mot sprickrisker har varit nödvändiga i flera situationer.

I dagens gällande regelverk i AMA Anläggning 23 (kod EBE.11) formuleras metoderna strikt:

Beräkningsmetod 1: enkla temperaturkrav, i kombination med krav på t.ex. maximal konstruktionstjocklek och formrivningstid.

Beräkningsmetod 2: Användning av tabellerade typfall.

Beräkningsmetod 3: Datorberäkningar (FEM beräkningar eller ”handboksmetoden” CraX1).

Anpassning har i viss mån skett till klimatförbättrad betong, se t.ex. nyligen avslutat SBUF-projekt. En del oklarheter finns dock i regelverket, kommentarer ges i delstudien i detta projekt:

Metod 1. Kriterierna ovan i AMA 23 är baserade på beräkningar som inte finns öppet redovisade enligt vad författarna erfar, dvs detaljerade förutsättningar saknas eller är svåra att finna. Kriterierna berör således ytsprickrisk och det antas bl.a. att det är frågan om en symmetrisk temperaturfördelning över tvärsnitt.

Nyligen genomförda beräkningar i samband med färdigställande av BHB-Material med idag förekommande bindemedel visar på relativt låga temperaturer och små temperaturskillnader över tvärsnitt och moderata sprickrisker för ett relativt brett spann av geometrier och temperaturförhållanden. Spänningsnivåerna är så pass låga, dvs. mycket lägre än basmaterialet för metod 1, att det finns ett stort utrymme att skriva om kriterierna, dvs. att lätta upp dem.

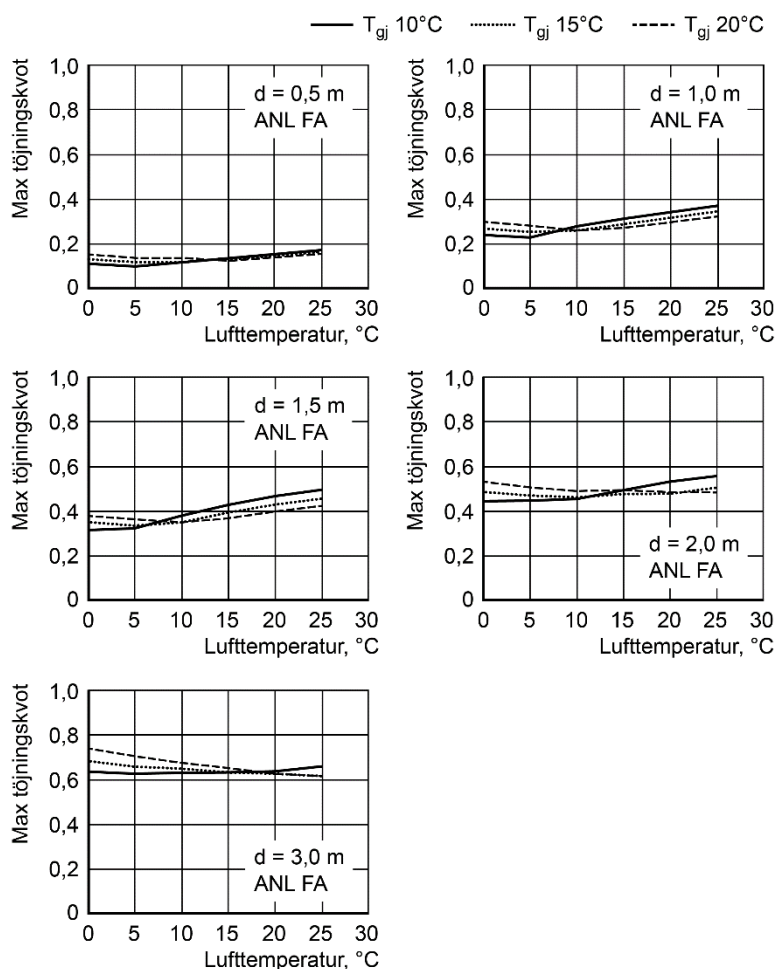
Här bör insatser snarast sättas in eftersom gällande kriterier, dvs. enligt AMA 23, troligen innebär åtgärder som inte alltid är nödvändiga och ofta är kostsamma. Dessutom styrs man i onödan över till metod 2 inkluderande de beräkningsresultat som inte är uppdaterade för fallet ytsprickrisk.

Att återinkludera fallet genomgående sprickor bör redas ut.

Metod 2, dvs ”diagram-metoden”. Eftersom Metod 2 grundar sig på beräkningar med materialparametrar gällande för drygt 20 år gamla betongkvaliteter inses att diagrammen inte gäller. Det observeras exempelvis för fallet ytsprickor helt andra spänningsnivåer med de analyser som nyligen utförts med klimatreducerade betonger nivå 1 och 2 (se Svensk Betong), Figur 5.1.

Insatser bör ske så snabbt som möjligt. Det övervägs över vilka typfall som ska innefattas. Typfallet enaxiella spänningar bör t.ex. kunna kopplas till existerande rapport om tvång Nilsson et al (2013), baserad på SBUF projekt, för justering av spänningsnivå med hänsyn till lägre fastläsningsgrad, se rapport 3. Inverkan är mycket tydlig.





Figur 5.1 Fundament på makadam eller liknande underlag med osymmetrisk temperaturfördelning. Sprickrisker vid variation av gjut- och lufttemperatur samt dimension. Från BHB-M kap. 19 Figur 19.10:9, betong, se handboken.

Metod 3. Beträffande denna beräkningsmetod noteras generellt att kvaliteten hos egenspanningsberäkningar med nyttjade program, och därigenom möjligheten att undvika sprickorna, är starkt beroende av korrektheten hos framtagna materialparametrar.

Detta accentueras vid användning av klimatreducerade betonger där observerade beteenden inte alltid – och ibland inte alls – liknar de som tidigare dokumenterats – oavsett om materialparametrarna benämns ”generella” eller ”receptspecifika”. (Benämningarna detaljeras i AMA23 och i nyligen rapporterat SBUF-projekt).

I detta projekt föreslås därför att kriterier tas fram för Metod 3 med hänsyn till krav på kvalitetssäkring och transparent dokumentation för aktuellt beräkningsprogram, inkluderande materialdata och framförallt dess beteende. Projektgruppen har observerat att det finns en risk att vissa program missar flera viktiga ingående materialparametrar, att matematisk modellering kan brista, att tvångmodellering sker på ett mindre trovärdigt sätt med mera.

Projektgruppen vill samtidigt föreslå en strävan mot förenklade modeller. Enpunktsmetoden för enaxiella egenspanningar är ett sådant exempel som kan nyanseras för tillämpning på många situationer av genomgående avsvälningssprickor.

En vidareutveckling av så kallad Enpunktsmetoden är Equivalent Restraint Method, som schematiskt kan beskrivas som en trestegsmetod för att ta fram en kompensationslinjemetodmodell. Fördelarna med metoden är dels att tvånget bestäms genom 3D-FEM och att den kan hantera uppvärmning av tvångsgivande struktur (vilket Enpunktsmetoden saknar).

Metodiken beskrivs i licentiatavhandling av en av författarna (Hösthagen, 2017) och BHB-M kap 19. ERM-modellen kan, om så önskas, konverteras till en kompensationsplansmetodsmodell så att både yt- och genomgåendesprickor kan analyseras.

## 6 3d-modellering i FEM för analys av temperatursprickor i ung betong

### 6.1 Inledning

Flera tillvägagångssätt kan användas när man analyserar sprickbildning i ung betong orsakad av deformationer pga. temperaturändringar, kallade temperatursprickor. Beroende på hur pass komplex den analyserade situationen är krävs olika typer av modellering för att få en tillräckligt tillförlitlig analys. Om den strukturella situationen kan approximeras som ett enaxiellt problem kan det inte sällan räcka med enkla beräkningar utförda med papper och penna. För en situation där en vägg gjuts på en platta krävs ofta en 2D-analys för att på acceptabel korrekt nivå kunna hantera temperaturutveckling, spänningsutveckling och fastlåsning. För mer komplexa gjutningar är många gånger en 3D-analys önskvärd.

En mängd olika FEM-program lämpade för uppskattningar av temperatursprickriskor finns tillgängliga på marknaden. För att kunna använda programvaran som ett bra analysverktyg är tillförlitligheten hos materialmodelleringen och materialparametrarna grundläggande. ConTeSt Pro är ett vanligt förekommande program i Sverige när det gäller att utföra temperatursprickriskanalyser och används för att beräkna temperatur, mognad och spännings-/töjningsutveckling. ConTeSt Pro:s tillförlitlighet har studerats allt sedan slutet av 1990-talet och det finns flera referenser där empiri jämförts mot teori med goda resultat, se t.ex. Hedlund H (2000), Larson M (2003), Jonasson J-E et al (2009) och Hösthagen A (2017).

I andra FEM-program (såsom 4C, ABAQUS, ATENA, COMSOL Multiphysics, DIANA etc.) finns ofta möjligheten att inkorporera ConTeSt Pro:s underliggande ekvationer via öppningar i sina beräkningsrutiner. I DIANA (3D-FEM) finns som standard en likande materialmodell på spänningssidan som i ConTeSt Pro och jämförande spänningsberäkningar har låtits genomföras genom Jan-Erik Jonasson (prof. emeritus LTU) med gott resultat.

I detta arbete har undersökts om det är möjligt att upprätta materialmodeller med ett annat kommersiellt program, ABAQUS, så att spänningsberäkningar kan genomföras på liknande vis som i ConTeSt Pro och DIANA men för mer komplicerade geometriska strukturer.

För att kunna genomföra en god temperatursprickriskanalys för generella fall krävs att följande basala egenskapsområden kan modelleras hos den unga betongen; värmeutveckling, mognad, tryckhållfasthet, autogen krympning, momentan E-modulusutveckling och krypning. Betongegenskaper som densitet, specifik värmekapacitet, värmekonduktivitet, temperaturutvidgningskoefficient och maximal draghållfasthet behöver också vara kända. Värmeutveckling, mognad och autogen krypning beskrivs av tämligen enkla samband, se beskrivningar i t.ex. Jonasson J-E (1994), Nilsson et al (2024a), Nilsson et al (2024b). En översikt ges även i de SBUF-finansierade projekten Stelmarczyk M (2022) och Magnusson J et al (2024) samt i Betonghandbok Material (2021).

En central parameter i beräkningarna är hydrationsgraden som i ConTeSt Pro representeras av parametern ekvivalent mognadstid,  $t_c$  eller  $t_{eq}$ , definierad i flertalet artiklar och rapporter inom området, t ex Jonasson 1994. Parametern ingår oftast inte i FEM-program som standard.

För att modellera materialets skenbara styvhet, dvs effektiv elasticitetsmodul ( $E_{eff}$ ), finns flera olika metoder. Den effektiva elasticitetsmodulen inbegriper momentan elasticitetsmodulusutveckling (linjärt och icke-linjärt beteende, som för gummiaktiga material även kan beskrivas som hyperelasticitet), krypning (visköst beteende), termoreologiska effekter (hur styvheten ändras pga. ändrat temperaturtillstånd) och plasticitet (brottmekaniskt beteende). Det är i synnerhet modelleringen av plasticiteten som innebär utmaningar. Den är en prominent del av den unga betongens styvhetsändring i tidigt skede, dvs framtidpunkten för blandning fram till tidpunkten när hydratationen blir så pass signifikant att egenskapsområdena börjar utvecklas. Under närmaste tiden efter detta sker egenskapstillväxten mycket snabbt. I ConTeSt Pro sammanställs den linjärelastiska delen av momentan elasticitetsmodul och

krypningen i ett så kallat relaxationsspektrum som utgör parametervärden till ett kopplat Maxwell-elementsystem. Den ickelinjära delen av den momentana elasticitetsmodulen, relaxationsförloppet och de termoreologiska effekterna ska också beaktas i programmet och är väldokumenterat i ConTeSt Pro:s användarmanual. Däremot finns ingen dokumentation i manualen över hur den tidiga plasticiteten behandlas. Det ställer till bekymmer om man önskar jämföra analysresultat från andra program.

Här har försök gjorts för att upprätta en temperatursprickriskmodellering i ABAQUS så likvärdig den i ConTeSt som möjligt. Att ABAQUS valts som verktyg är endast ett resultat av omständigheter, ett annat FEM-program med möjlighet att definiera de nödvändiga egenskapsfunktionerna hade lika gärna kunnat användas.

Den stora stötestenen i modelleringen har varit hur den tidiga plasticiteten ska hanteras så att modelleringen av temperatursprickrisker blir tillräckligt allmängiltig för att kunna appliceras på olika strukturella- och temperaturbelastningsfall. För att kunna jämföra spänningsberäkningar från de båda programmen behövs både en termisk och mekanisk materialmodell upprättas i ABAQUS på så sätt att de är tillräckligt lika som i ConTeSt Pro. Då ABAQUS är ett program möjligheten finns att modifiera beräkningsprocessen via subrutiner kan materialmodelleringen göras på ett otal vis.

Jämförande beräkningar visar att för det enskilda fallet kan en optimering av parametrar till modulerna \*Plastic eller \*Expansion i ABAQUS göras med hjälp av optimeringsprogrammet Isight så att de båda programmen ger mycket lika spänningsrespons. Men appliceras de optimerade parametrarna för andra strukturella- och temperaturbelastningsfall uppträder besvärande divergens mellan resultaten från de olika programmen.

I sammanhanget är det värt att nämna att för att mata modellerna med lämpliga egenskapsparametrar har en fastslagen uppsättning materialparametrar använts, dvs en uppsättning materialparameter för en provad betong ämnat att beräkna egenskapsutvecklingar från blandningstidpunkten och framåt. Vid LTU har man utfört laboratorietester av ung betong sedan 1990-talet för olika betongkvaliteter. Testerna är upplagda så att följande egenskapsområden hos betongen undersöks; hållfasthetsutveckling, mognad, värmeutveckling, autogen krympning, värmeutvidgning, krypning och spänningsutveckling vid fullt tvång. Dessa tester utvärderas sedan för att ge parametrar till ekvationer som efterliknar de observerade beteendena i varje representativt egenskapsområde, vilka återfinns i ConTeSt Pro.

## 6.2 Metod

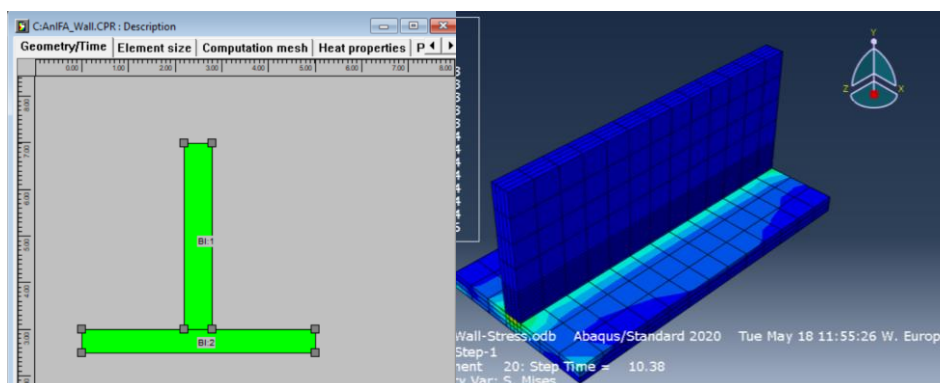
### 6.2.1 Termisk materialmodell

Med hjälp av subrutinen HETVAL i ABAQUS är det möjligt att implementera de termiska materialmodeller som ConTeSt Pro bygger på så att överensstämmelsen för temperatur-, ekvivalent tids- och hållfasthetsutvecklingarna mellan ConTeSt Pro och ABAQUS blir mycket lika vid jämförande beräkningar för olika strukturer.

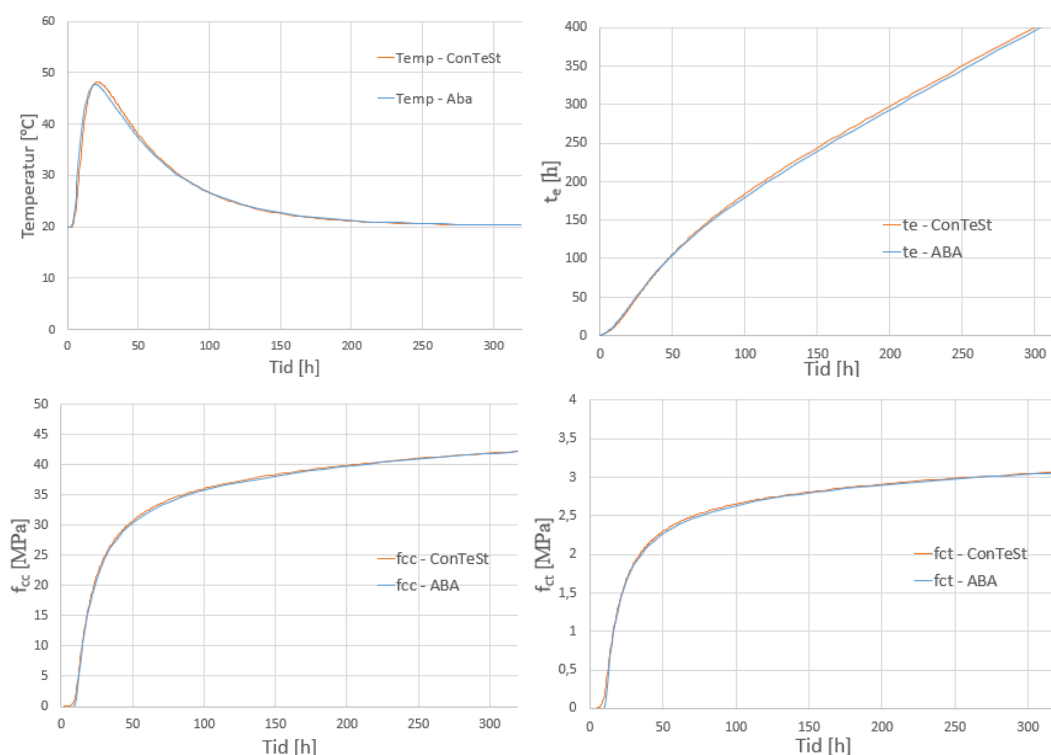
En efterföljande spänningsanalys i ABAQUS orsakad av temperaturlaster sker som en sekventiell analys, dvs det görs först en temperaturberäkning och resultat från denna används sedan i efterföljande spänningsanalys. Då materialets effektiva E-modul i ConTeSt Pro är kopplad till  $t_c$ , sparas den i ABAQUS som en fältvariabel så att de ingående komponenterna i ABAQUS representation av E-modulen kan göras beroende av densamma, för att sedan användas i spänningsanalysen.

Då den termiska modelleringen är förhållandevis enkelt genomförbar, redovisas inte denna explicit. För att kunna jämföra spänningsresponsen från med de båda programvarorna är det gynnsamt om temperaturbelastningen modellerats på samma vis. För att åstadkomma detta har det vanligt förekommande fallet ”vägg på platta” använts, där dragspänningar under avsvälningen på grund av tvånget från plattan kan ge upphov till genomgående vertikala sprickor. I Figur 6.1 visas hur fallet ”vägg på platta” geometrisk modellerats i de båda

programvarorna, dvs en 2D temperaturberäkning i ConTeSt Pro och en 3D temperaturberäkning i ABAQUS. Resultaten från jämförande temperatur-, ekvivalent tids- och hållfasthetsberäkningar i området för maximal spänningspåkning, visas i Figur 6.2.



Figur 6.1 Geometrisk modellering i ConTeSt Pro respektive ABAQUS för använt strukturellt fall.



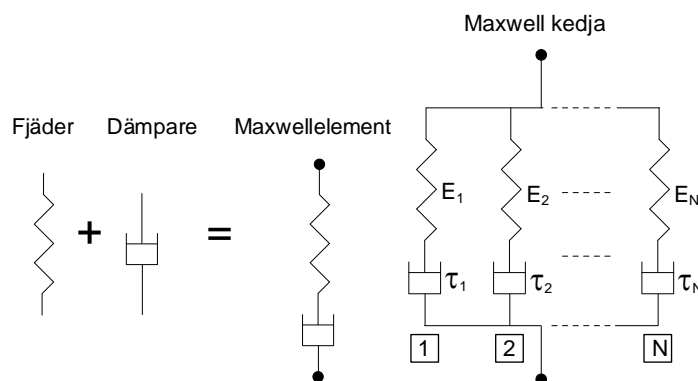
Figur 6.2 Resultat från jämförande temperatur-, ekvivalent tids- och hållfasthetsberäkningar vid område för maximal spänningspåkning. Använda materialparametrar är för betongkvalitén Anl-FA C35/45  $v_{ct}=0,40$   $C=430$   $\text{kg/m}^3$ , tillhandahållna av CEMENTA (nuvarande en del av Heidelberg Materials).

## 6.2.2 Modellering av elasticitetsmodulen $E_{\text{eff}}$

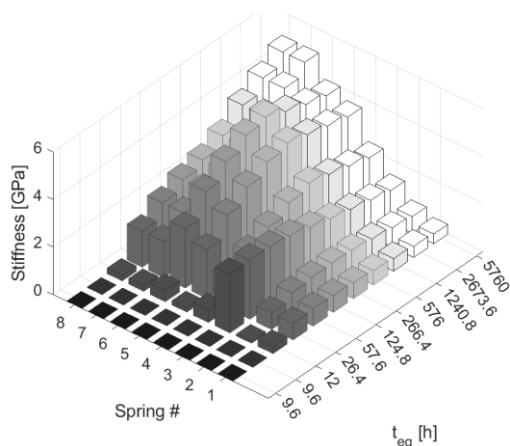
ConTeSt Pro använder som nämnts tidigare en reologisk modell bestående av parallellkopplade Maxwellelement, så kallad Maxwellkedja, se Figur 6.3. Ofta används åtta element, vars relaxationstider,  $t_N$ , ofta sätts till 0,005 till 50000 dygn i stigande exponentiell ordning. Den linjära delen av momentan elasticitetsmodul och krypningen utgör ett relaxationsspektrum där styvhetera på varje fjäder ändras i takt med ökad belastningsålder uttryckt i  $t_e$ , se Figur 6.4.

I Figur 6.5 ges en schematisk bild över hur Maxwellkedjan beskrivs matematiskt, var den termoreologiska effekten kommer in, via en Arrhenius funktion, samt hur den momentan elasticitetsmodul och relaxationen utgör ett relaxspektrum.

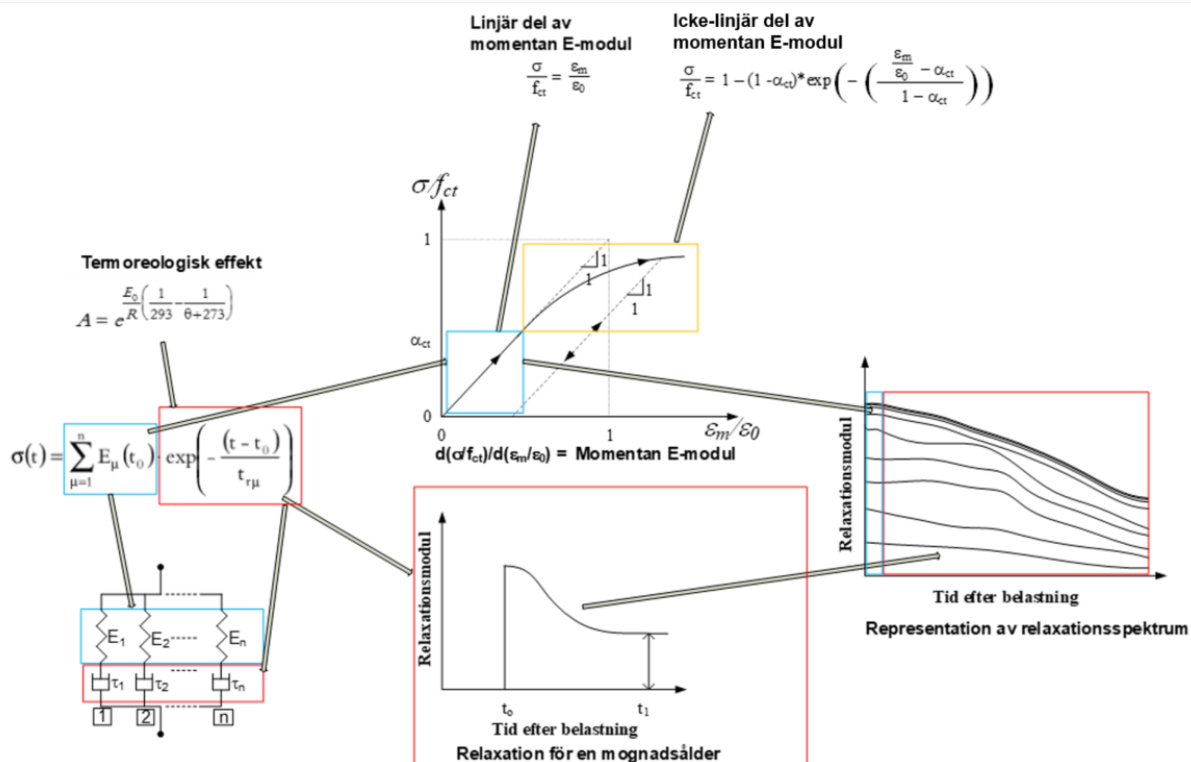
Hur den tidiga plasticiteten, vid tryckbelastning, behandlas i ConTeSt Pro är oklart.



Figur 6.3 Beskrivning av ingående komponenter till en Maxwellkedja där fjäder representerar den elastiska delen och dämpare representerar den viskösa delen.



Figur 6.4 Representation av ett relaxationsspektrum där styvheten hos Maxwellkedjans åtta fjädrar (spring 1 – 8 i diagrammet) ändras i takt med ökad ekvivalent ålder.



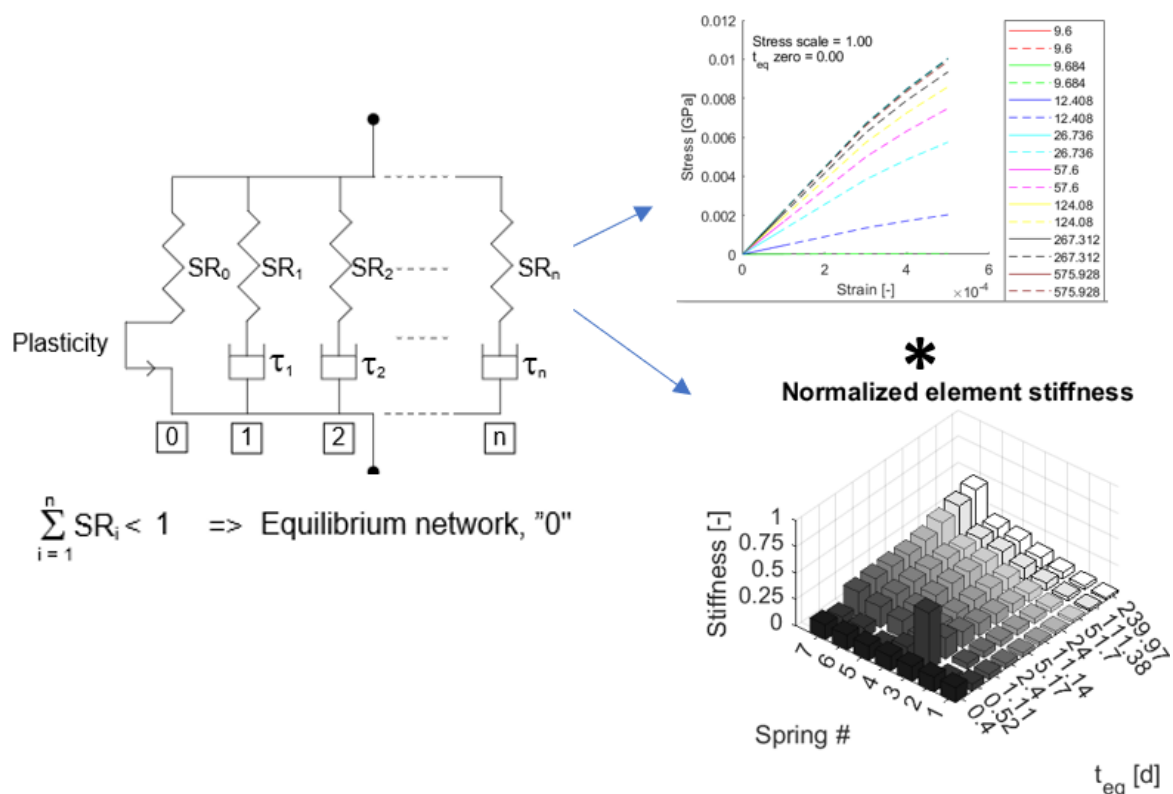
Figur 6.5 Schematisk bild över hur Maxwell-kedjan beskrivs matematiskt, var den termoreologiska effekten kommer in samt hur den momentana elasticitetsmodulen och

relaxationen utgör ett relaxspektrum. Momentana responsen delas in i linjärelastisk del och olinjär del, som i ABAQUS kan beskrivas med hjälp av en hyperelastisk representation.

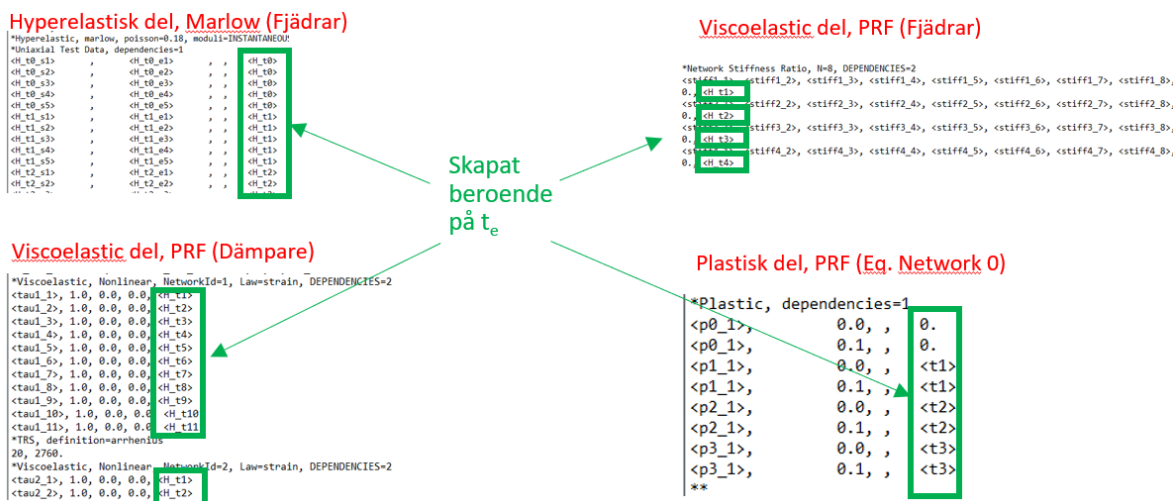
I ABAQUS finns möjligheten att upprätta en Maxwellkedja via materialmodellen *Parallel rheological framework, PRF*.

Den momentana elasticitetsmodulens tillstyvnade kan i ABAQUS modelleras som en hyperelastisk representation, i detta fall en så kallad Marlow-modellering (se ABAQUS användarmanual), som fördelas över varje fjäder via styvhetskvoten (Stiffness ratio),  $SR_n$ . Om summan av alla  $SR_n$  understiger 1 skapas  $SR_0$  med den resterande styvheten. Denna nätverkskomponent kan definieras så att den får en plastisk del. För schematisk beskrivning, se Figur 6.6.

Varje komponent av den effektiva elasticitetsmodulen har gjorts beroende av den fältvariabel som innehåller beräknat  $t_e$ , se Figur 6.7. Relaxationstiderna för varje dämpare ansåts genom en konvertering av de värden som de angetts i ConTeSt Pro.



Figur 6.6 Schematisk beskrivning av ABAQUS-representation av momentan elasticitetsmodul via en hyperelastisk del samt en viskös del som representeras av Maxwellelementens fjädrar vars styvhet är normerad så att maximal styvhetskvot för summan av alla dämpare är 1. Understiger fjädrarnas totala styvhetskvot 1 införs ett nätverkelement som kan göras plastiskt.



Figur 6.7 Utdrag från inputfil till beräkningsprocessen, där Marlowrepresentationen för momentan  $E$ -modul, fjädrarnas styvhetsration, dämparnas relaxationstider och det nollte elementets plasticitets kriterier samtliga gjorts beroende av  $t_e$ .

Vid jämförande spänningsberäkningar utan att plasticiteten beaktats i ABAQUS ges att spänningsutvecklingarna i väggens nederdel mellan programmen är snarlika men med ett tydligt skifte i magnitud, se Figur 6.8. Denna skillnad orsakas av att betongens tidiga plasticitet under uppvärmningen inte är adresserad i ABAQUS-modellen. Med införandet av en modellering av den tidiga plasticitet byggs inte lika mycket energi upp i systemet under de första timmarna varvid tryckspänningarna (här: negativ spänning) blir lägre och kurvan höjs.

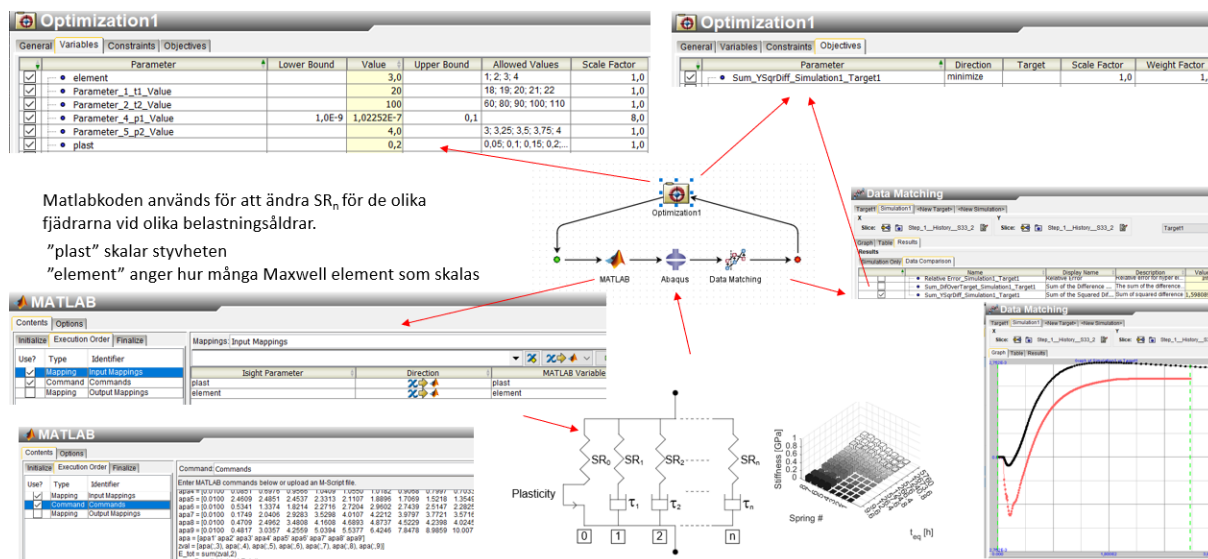
Två olika metoder har använts för att på något sätt adressera plasticiteten och få ABAQUS spänningsrespons att efterlikna motsvarande beräkning i ConTeSt Pro:

1. Ändra styvheten hos fjädrarna i Maxwell-kedjan initialt och införa plasticitet via modulen **\*Plastic**.
2. Ändra betongens värmeutvidgningskoefficient via modulen **\*Expansion**.

För att analysera vilka materialparameteruppsättningar vid de olika modelleringarna som ger bäst överensstämmelse för beräknad spänningsrespons mot en målkurva (bestämd med ConTeSt Pro) används optimeringsprogrammet Isight. I Figur 6.8 ges en schematisk bild över optimeringsprocessen i Isight för att optimera vilka Maxwellelement som ska ändra styvhet så att nätverkskomponenten "0" införs samt anpassning av plasticitetsparametrar, dvs. första metoden ovan.

För spänningsberäkningar i detta arbete har effekter av varken autogen- eller uttorkningskrimpning valts att inte modelleras i varken ConTeSt Pro eller ABAQUS.

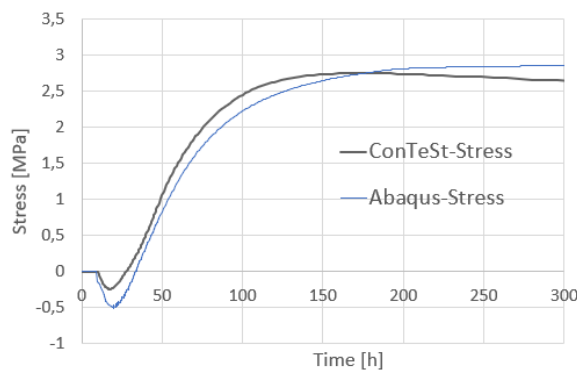




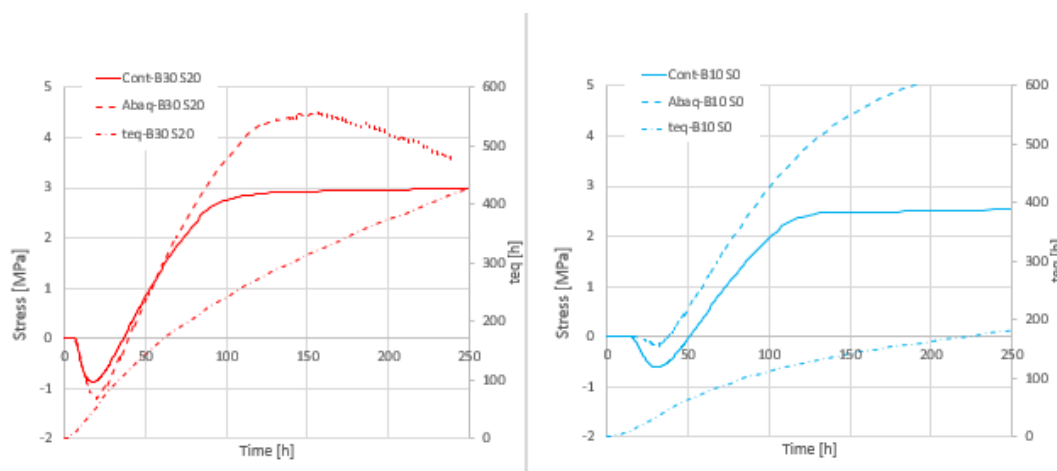
Figur 6.8 Schematisk bild över optimeringsprocessen i Isight för första metoden. I mitten visas processflödet. Uppe till vänster ses vilka parametrar som optimeras och med vilka kriterier. Nere till vänster finns Matlabkod som ändrar  $SR_n$  och  $\tau_n$  vid optimering av hur mycket plasticiteten ändras för olika fjädrar. Nere i mitten finns schematisk representation av Maxwellkedjan som används inputfilen till ABAQUS där de optimerade parametrarna är en del av input. Nere till höger definieras målkurvan för spänningsresponsen och med vilken metod beräknad spänningsrespons ska jämföras med målkurvan, datamatchning. Uppe till höger anses kriterier för datamatchningen

### 6.3 Resultat

Via optimeringsverktyget Isight, har valda ingående parametrar i materialmodellen upprättad i ABAQUS anpassats så att en spänningsanalys ger en snarlik respons som i ConTeSt Pro, för ett temperaturbelastningsfall, se Figur 6.9. Ansätts samma parameteruppsättning i andra belastningsfall uppträder en tydlig diskrepans mellan spänningsresultaten, se Figur 6.10.



Figur 6.9 Spänningsutveckling i väggens nederdel för "vägg-på-platta" med belastningsfallet Betong = 20°C och Luft = 20°C, enligt Figur 6.2.



Figur 6.10 Spänningsutvecklingar för ”vägg-på-platta” med belastningsfallen  $Betong = 30^{\circ}C$  och  $Luft = 20^{\circ}C$  respektive  $Betong = 10^{\circ}C$  och  $Luft = 0^{\circ}C$ .  $t_e$  är också visad för de två fallen för att kunna göra bedömningar angående betongens mognad.

Den andra provade metoden för att adressera den tidiga plasticiteten gjordes genom en anpassning av värmeutvidgningskoefficienten, med hjälp av Isight.

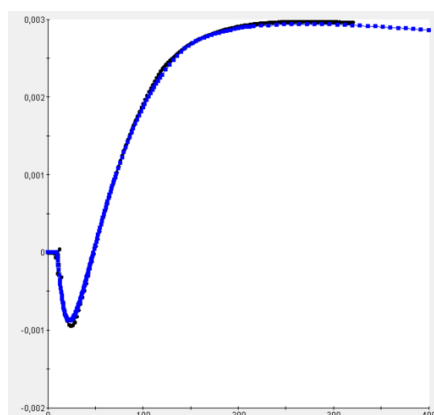
Värmeutvidgningskoefficienten modellerades i ABAQUS via modulen \*Expansion, se Figur 6.11. I Figur 6.12 visas det bästa optimeringsresultatet från flera olika optimeringsförsök. De optimerade parametrarna ansåts sedan i modeller med olika temperaturbelastningar, se Figur 6.13.

```

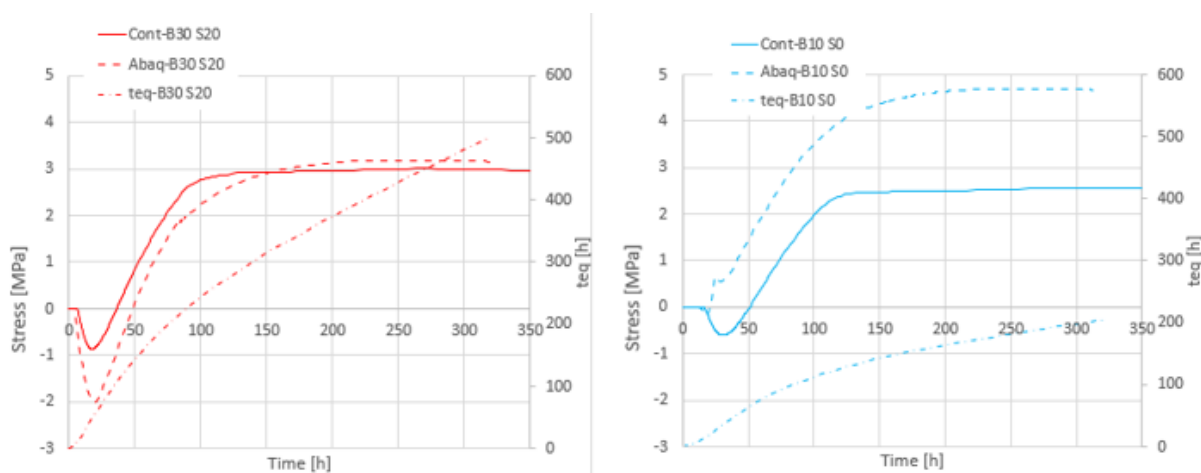
*Expansion, TYPE=ISO, dependencies=1
<a_1>, , <t1>
<a_2>, , <t2>
<a_3>, , <t3>
*Heat Generation
*Specific Heat
1005.71,
*Hyperelastic, marlow, poisson=0.18, moduli=INSTANTANEOUS
*Uniaxial Test Data, dependencies=1
<H_t0_s1>      ,      <H_t0_e1>      , , , <H_t0>
<H_t0_s2>      ,      <H_t0_e2>      , , , <H_t0>
<H_t0_s3>      ,      <H_t0_e3>      , , , <H_t0>

```

Figur 6.11 Utdrag från inputfil där modellering av värmeutvidgningskoefficientsvariation visas.  $\langle a_x \rangle$  är värmeutvidgningskoefficienten som antar olika värden för respektive  $t_e \langle tx \rangle$ .



Figur 6.12 Bästa optimeringsresultat med avseende på minsta kvadratmetoden. Blå kurva är målkurvan beräknad med ConTeSt Pro. Svart kurva är spänningsrespons i ABAQUS. Temperaturbelastningsfallet är  $Betong = 20^{\circ}C$  och  $Luft = 20^{\circ}C$ .



Figur 6.13 Spänningsutvecklingar för ”vägg-på-platta” med belastningsfallen  $Betong = 30^{\circ}C$  och  $Luft = 20^{\circ}C$  respektive  $Betong = 10^{\circ}C$  och  $Luft = 0^{\circ}C$ .

#### 6.4 Analys

Från spänningsjämförelserna ses att en mycket god överensstämmelse mellan ConTeSt och ABAQUS kan göras genom att införa antingen \*Plastic eller \*Expansion och anpassa de ingående parametrarna via Isight, för ett temperaturlastningsfall.

Men används den framtagna parameteruppsättningen för andra temperaturlastningsfall uppträder besvärande diskrepans.

#### 6.5 Diskussion

Från genomförda försök att få till en materialmodellering så att spänningsresponsen från ABAQUS blir tillräckligt likt korresponderande spänningsrespons i ConTeSt Pro så att ABAQUS-modellen skulle lämpas sig för en godtycklig temperatursprickrisks analys kan slutsatser dras. Den mest uppenbara slutsatsen är att de använda metoderna inte kan användas för att optimera materialparametrar och sedan upprätta en temperatursprickrisksanalys för ett godtyckligt fall med tillförlitligt resultat.

Bakom de redovisade resultaten finns många fler försök till att modellera båda metoderna där både variationer av mängden ingående optimerade parametrar och optimeringskriterier gjorts. Vad detta arbete tycks påvisa är att de båda approacherna inte är tillräckliga för att etablera en god temperatursprickrisksmodell. För att ta denna modellering vidare finns idéer om att kalibrera beräknade spänningar i ABAQUS mot nollspänningspunkten, se Betonghandbok Material (2021), för att försöka uppnå tillräcklig överensstämmelse mellan beräkningar från den punkten till spännings/töjningsmax. Det är inom detta intervall som temperatursprickrisksanalyser är som mest aktuellt.

## 7 Spänningsberäkningar – verifiering, tendenser

### 7.1 Bakgrund

Beräkningar av temperatur, spänning och relaterad töjningsnivå har utförts med inmätta materialparametrar för de sex betongerna i tre situationer av typfallet väggjutning på platta, Tabell 7.1. Tvånget har satts till 30 %. Typfallet har av initierad expertis valts som lämplig kontrollinstans för kvalitetssäkring av materialdata. De innehåller ett tillräckligt vitt spann av variationer av förutsättningar.

Tabell 7.1 Fall för kontrollberäkning,

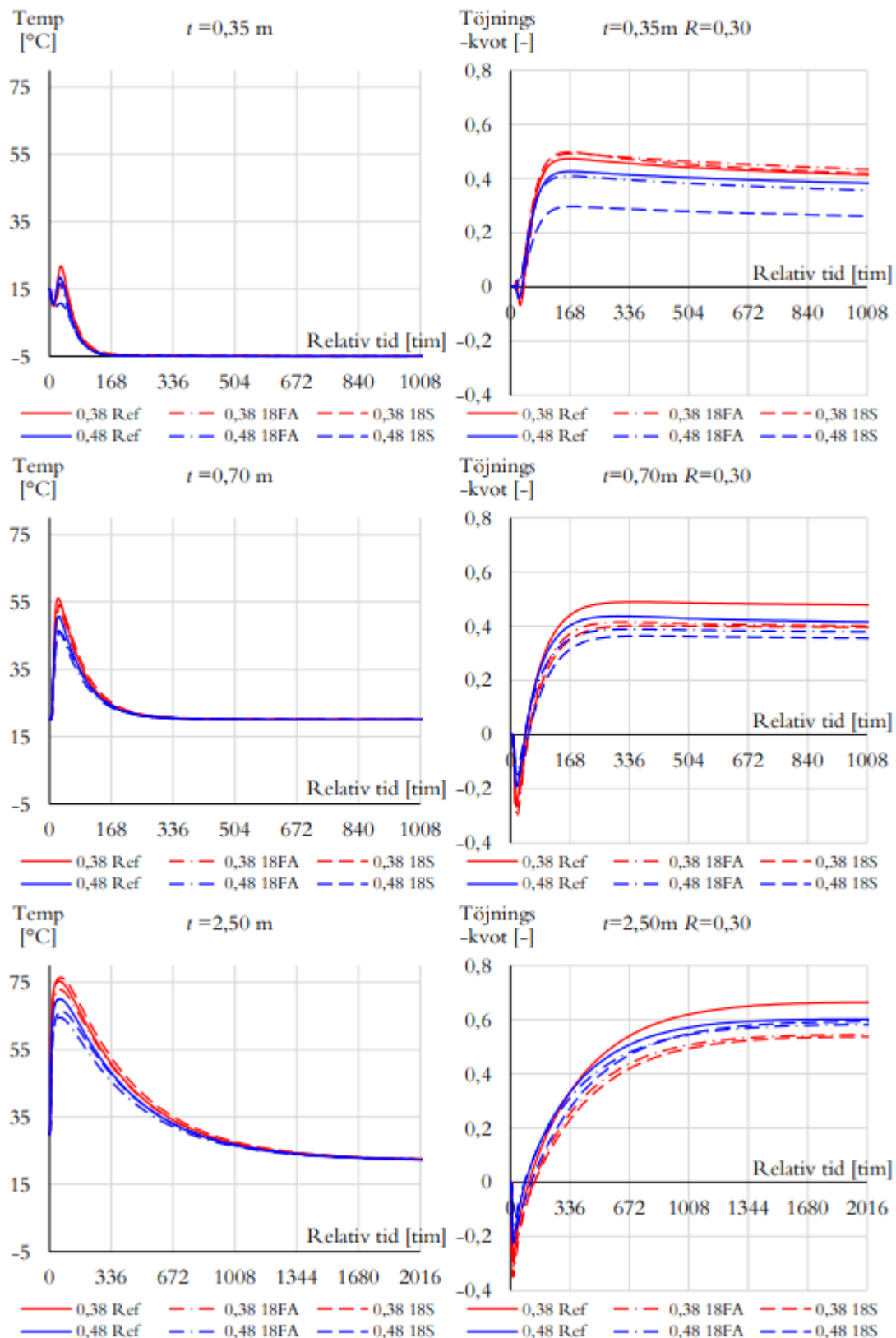
Väggjocklek [m]	Vinterfall		Sommarfall	
	Betongtemp. [°C]	Lufttemp. [°]	Betongtemp. [°C]	Lufttemp. [°]
0,35	15	-5	–	–
0,70	–	–	20	20
2,5	–	–	30	22

Resultat från beräkningarna visas i Figur 7.1. Man observerar för grundfallet 0,7 m tjock vägg, förväntade skillnader i temperaturutveckling och sprickrisk, här redovisad som töjningskvot. En större klimatreduktion ger således mindre avsvälning och lägre sprickrisk. För ett mer massivt tvärsnitt; 2,5 m tjock vägg, kan liknande tendenser konstateras. Här erhålls något högre sprickrisker vilket beror på större avsvälning.

Det mer extrema slanka och kalla fallet med en avsvälning till -5 °C utmärker sig genom att en blandning avviker från övriga. Detta förklaras av den komplexa inbördes påverkan av temperaturutveckling med tillhörande avsvälning i relation till egenskapstillväxt. Någon blandning visar dessutom på en menlig påverkan av något långsam hållfasthetstillväxt, där betongen inte riktigt ”kommer igång”. Det uppmärksammas att ett sådant kallt fall bör hanteras med noggrannhet vid prognoser, speciellt med klimatförbättrad betong.

Det konstateras att kontrollberäkningarna gav förväntade resultat.

Dylika kontrollberäkningar bör alltid utföras efter provning och utvärdering innan materialparametrar kan användas och levereras till avnämare/kund.



Figur 7.1 Beräknade medeltemperaturförlopp och motsvarande sprickriser - töjningskvot. Vägg gjuten på platta, tvång 30 %, tre fall av geometri varav ett utgör ett vinterfall med tunn vägg. Inmätta materialparametrar för de sex recepten.

## 7.2 Tendensstudie

Som ett komplement till beräkningarna ovan har studerats samma typfall med materialdata från liknande betonger, dvs med betonger av ungefär samma vbt-nivåer. Betongerna innehåller

olika bindemedel och något olika vbt:n samt är avsedda för att ge olika grader av tänkt klimatreducering mätt per m<sup>3</sup> betong.

Materialdatan för betongerna har erhållits från olika publika referenser, t.ex. SBUF-projekt 14096, 13872 och har kopplats in i beräkningarna rakt av, dvs matats in i indatafil till programmet ”som de är”, se översikt Tabell 7.2.

Det kan nämnas att de olika betongerna med tillsats av slagg, provade inom SBUF 13872 har haft något olika vbt och lufttillsats; 10 % slagg; vbt = 0,48-0,50 med lufttillsats, 25 % slagg vbt = 0,46-0,47 med lufttillsats, 50 % slagg, vbt = 0,405-0,415 utan lufttillsats. Detta har en viss inverkan på egenskaperna.

*Tabell 7.2 Översikt studerade betonger i tendensanalys allmänt. Uppsättningar materialparametrar är utprovade för vbt 0,38 alt 0,40 respektive vbt 0,50.*

Benämning	Övrigt	Provad	Utvärderat	Referens
BBT Anl FA, CEM II	Ref	Se BBT/SBUF	BBT/SBUF	BBT/SBUF
BBT 18 FA, CEM II	18 % flygaska			
BBT 18 S, CEM II	18 % slagg			
Anl FA AEA, CEM II		Sintef 2018-19	JEJMS Concr	
Anl Brevik, CEM I		Sintef 2018-19	JEJMS Concr	
Anl Brevik, CEM I	10 % slagg	LTU 2018-22	Skanska	SBUF 13872
Anl Brevik, CEM I	25 % slagg	”	”	”
Anl Brevik, CEM I	50 % slagg	”	”	”

En rad figurer presenteras nedan visande egenskapstillväxter samt resultat av beräkningar av temperaturutveckling och sprickrisknivåer (töjningskvot) beräknade med ConTest Pro och med Matlab (egenskapstillväxt).

Tydliga skillnader kan observeras för de studerade egenskaperna - några betonger visar på anmärkningsvärda avvikelser.

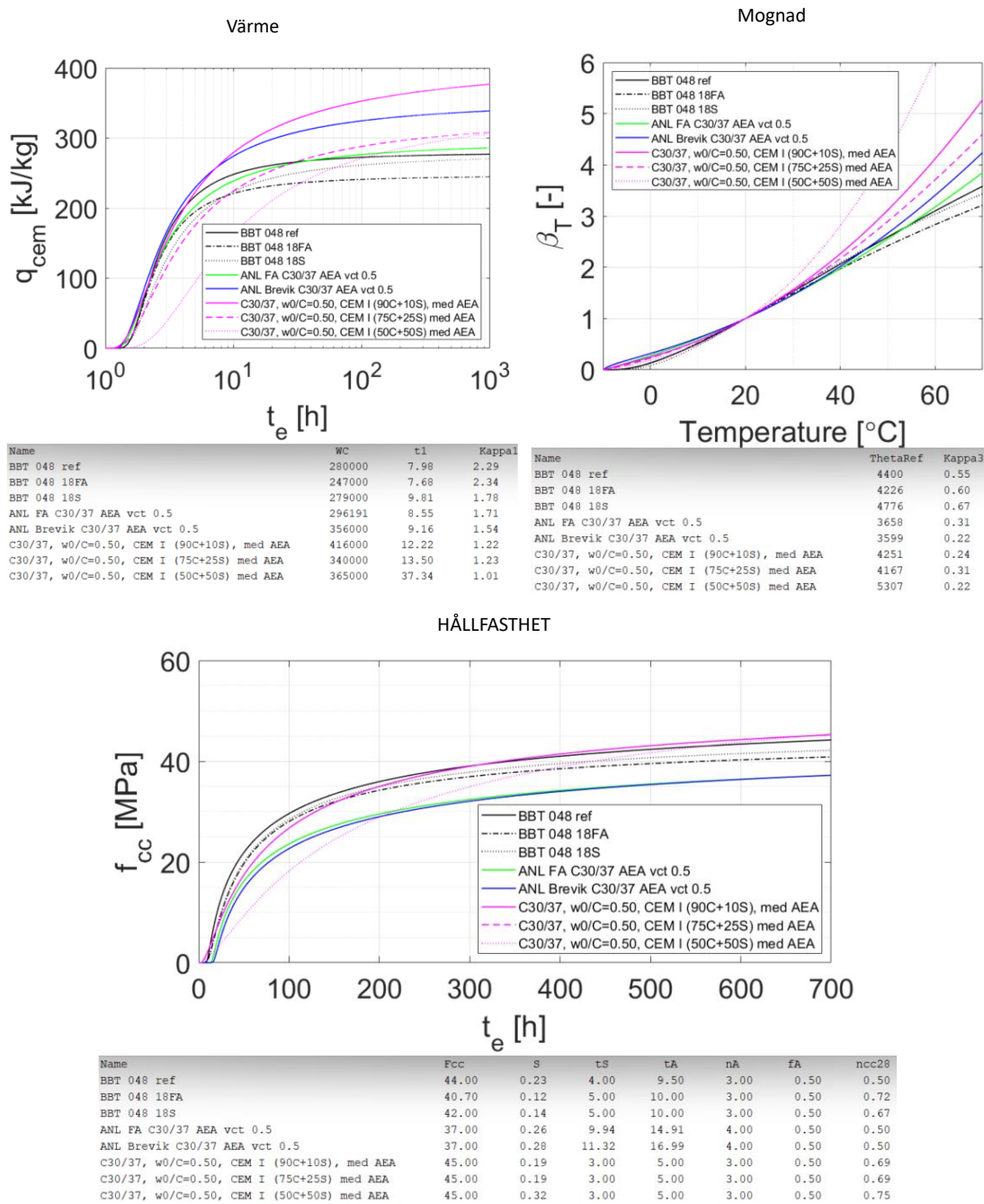
Naturligt och logiskt är inverkan på temperaturutvecklingar, egenspanningar och sprickrisker (här uttryckt i töjningskvot) stor och ibland mycket stor. Intressant är att påverkan sker på olika sätt för de tre typfallen.

För det slanka fallet 0,35 m i vintersituation innebär exempelvis klimatreduktion av betong att mycket liten uppvärmning kan ske vilket kan vara både positivt och negativt med hänsyn till sprickrisk men kan innebära stor menlig påverkan på hållfasthetstillväxt.

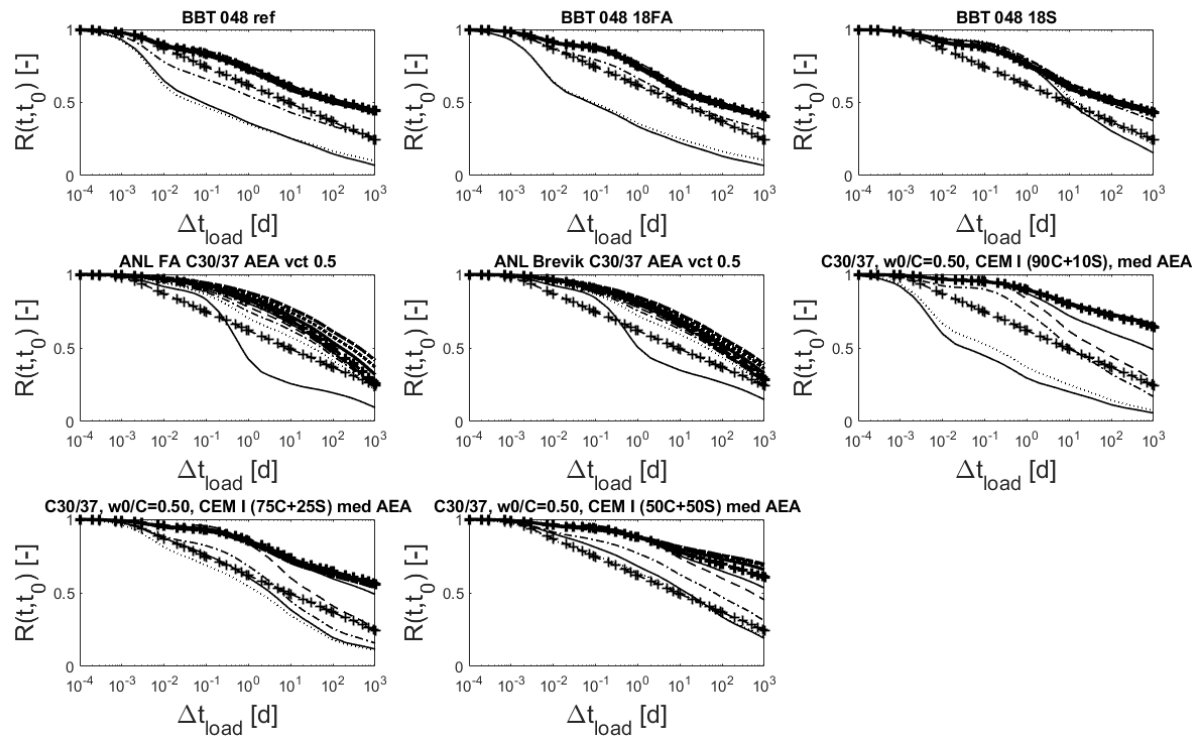
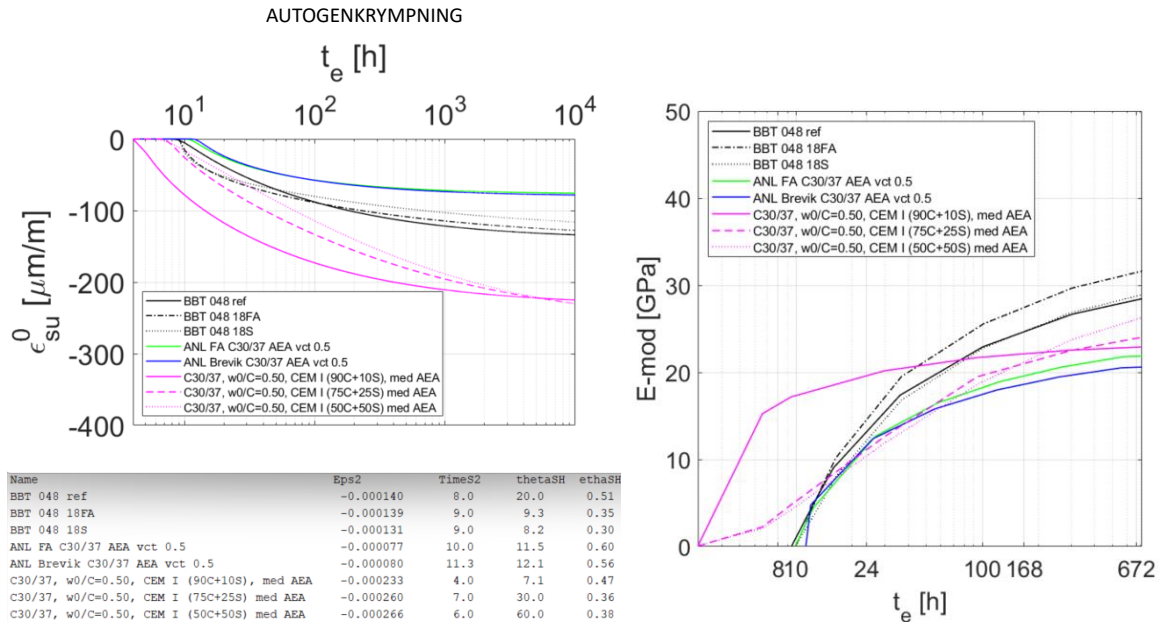
För mer massiva konstruktioner observeras i vissa fall reduktion av temperaturutveckling vid klimatförbättring av betongen. Men det är inte säkert att sprickrisken reduceras. I några fall blir den större.

I några av fallen var det inte möjligt att få igenom vissa beräkningar.

Andra observationer överlätes åt läsaren.

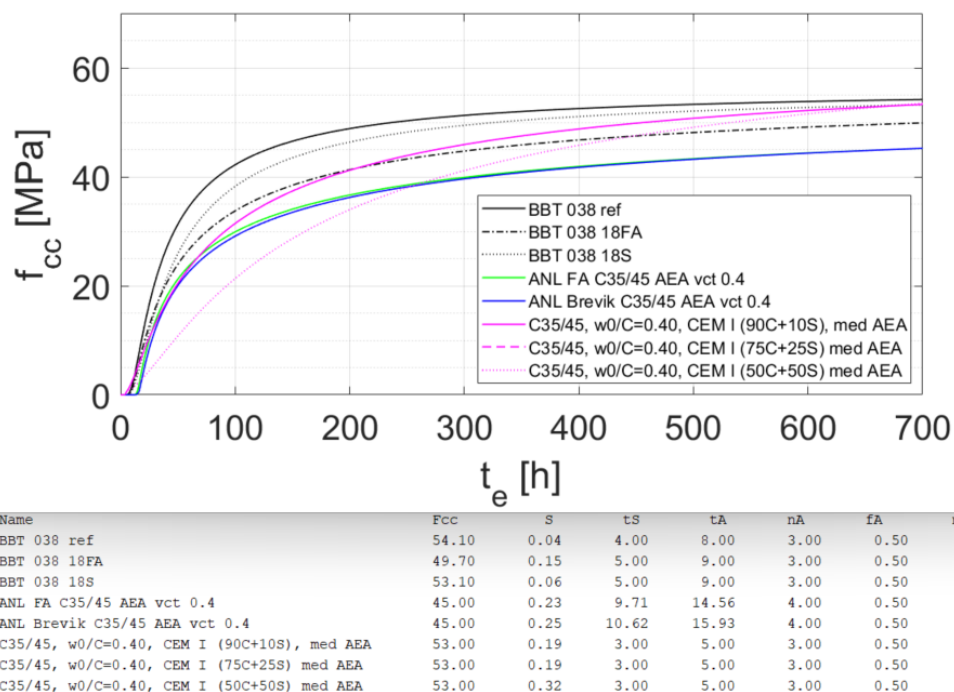
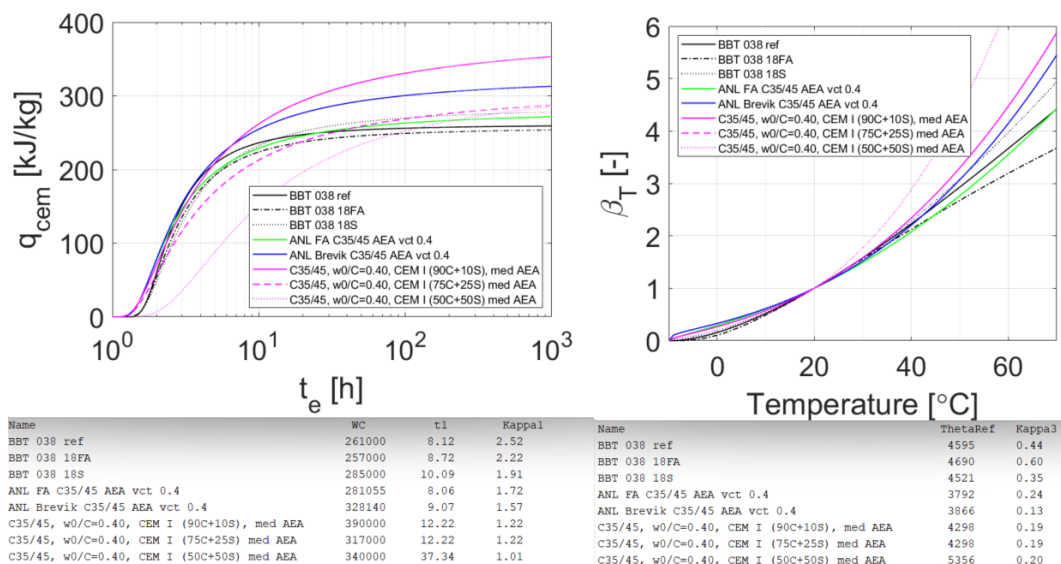


Figur 7.2 Värmeutveckling, mognadsfunktion och hållfasthetsutveckling, vbt ca 0.50.

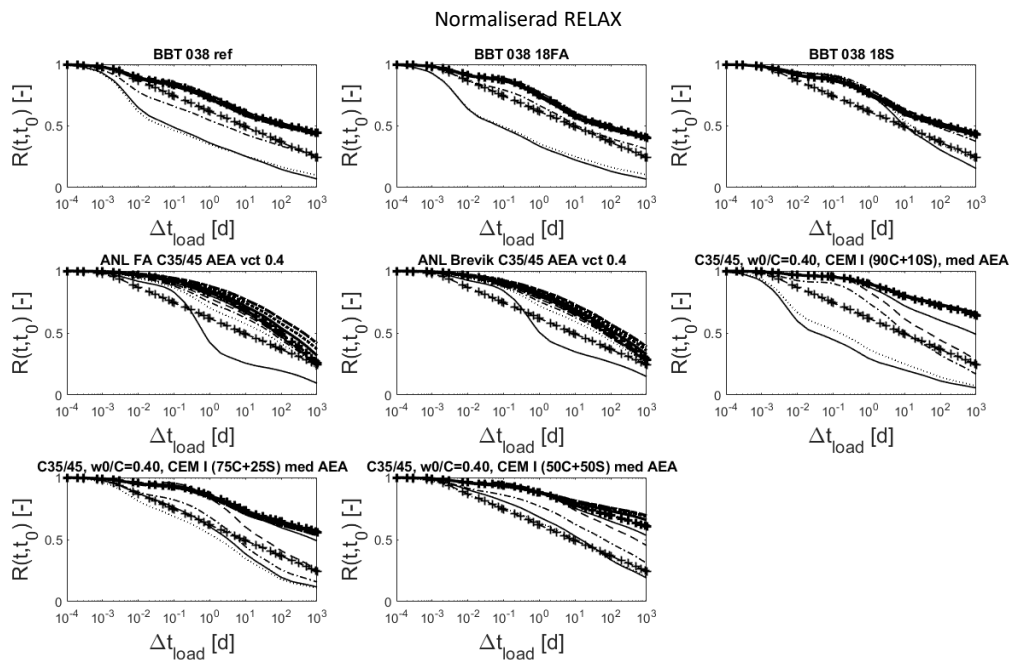
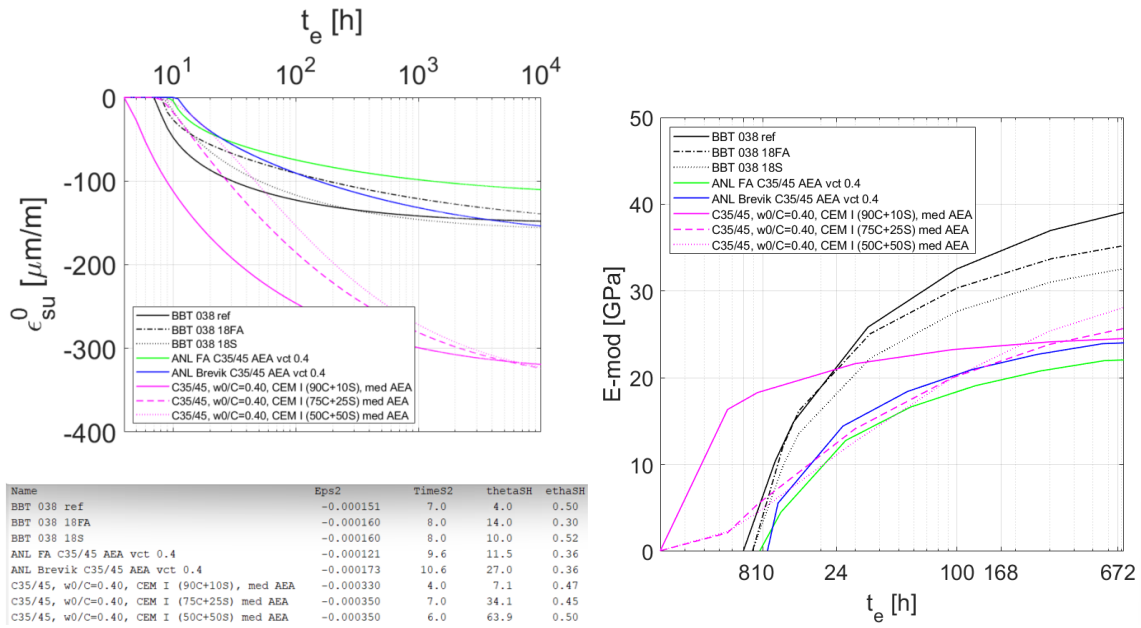


Figur 7.3 Baskrympning, E-modul, Relaxation (normerad till 1 vid 0,0001 d), vbt ca 0.50.

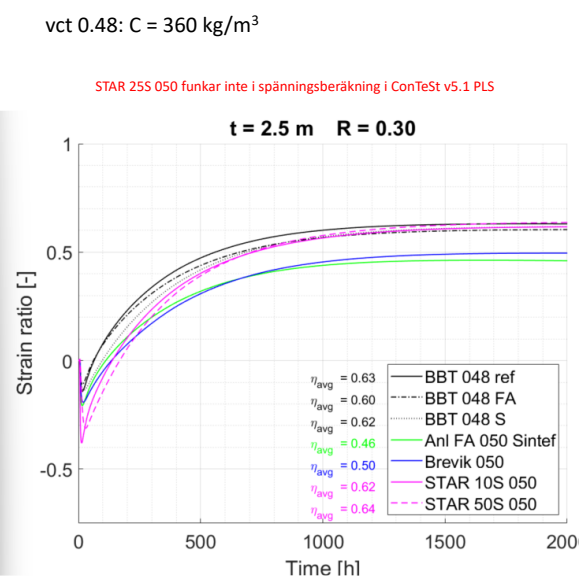
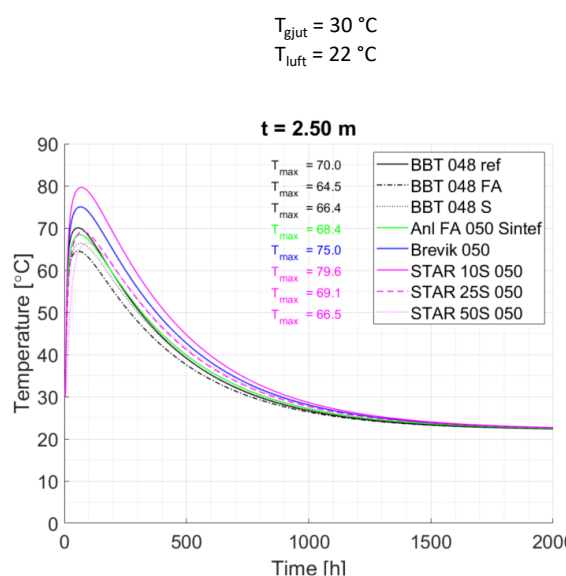
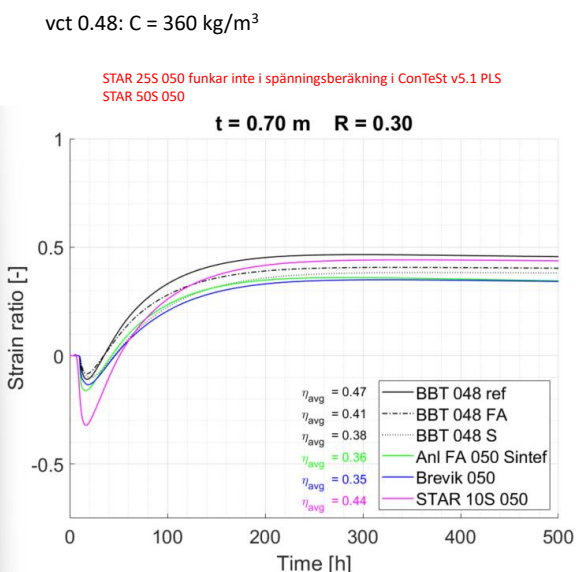
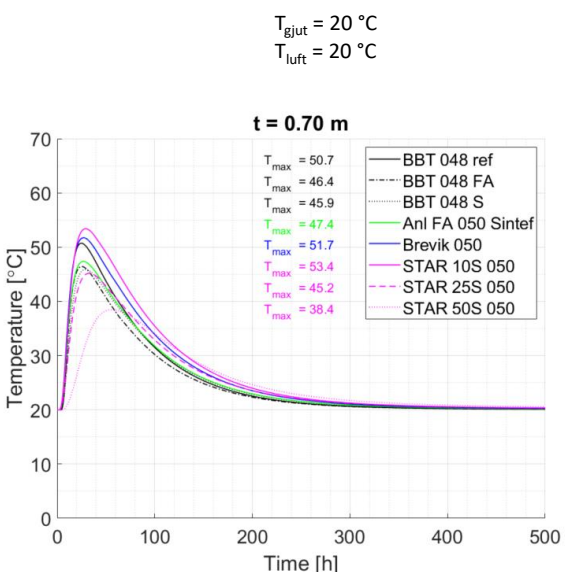
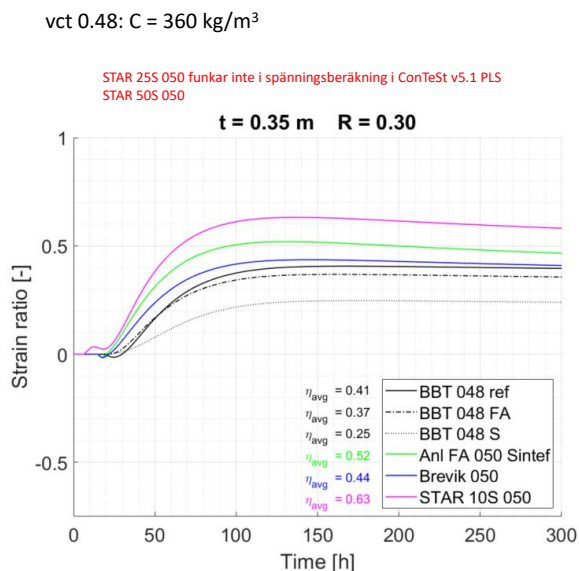
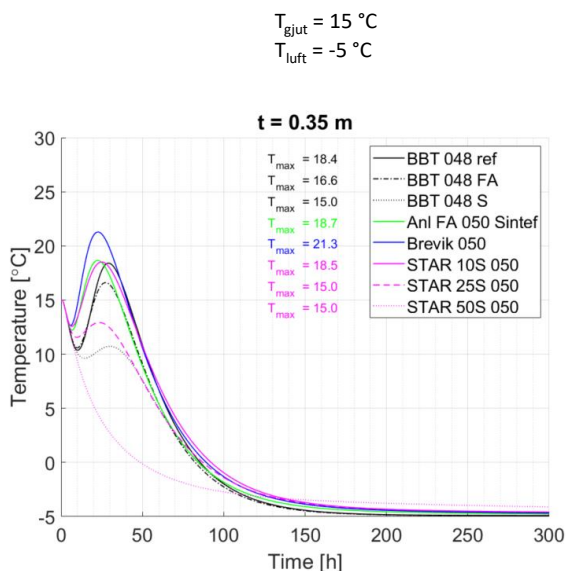




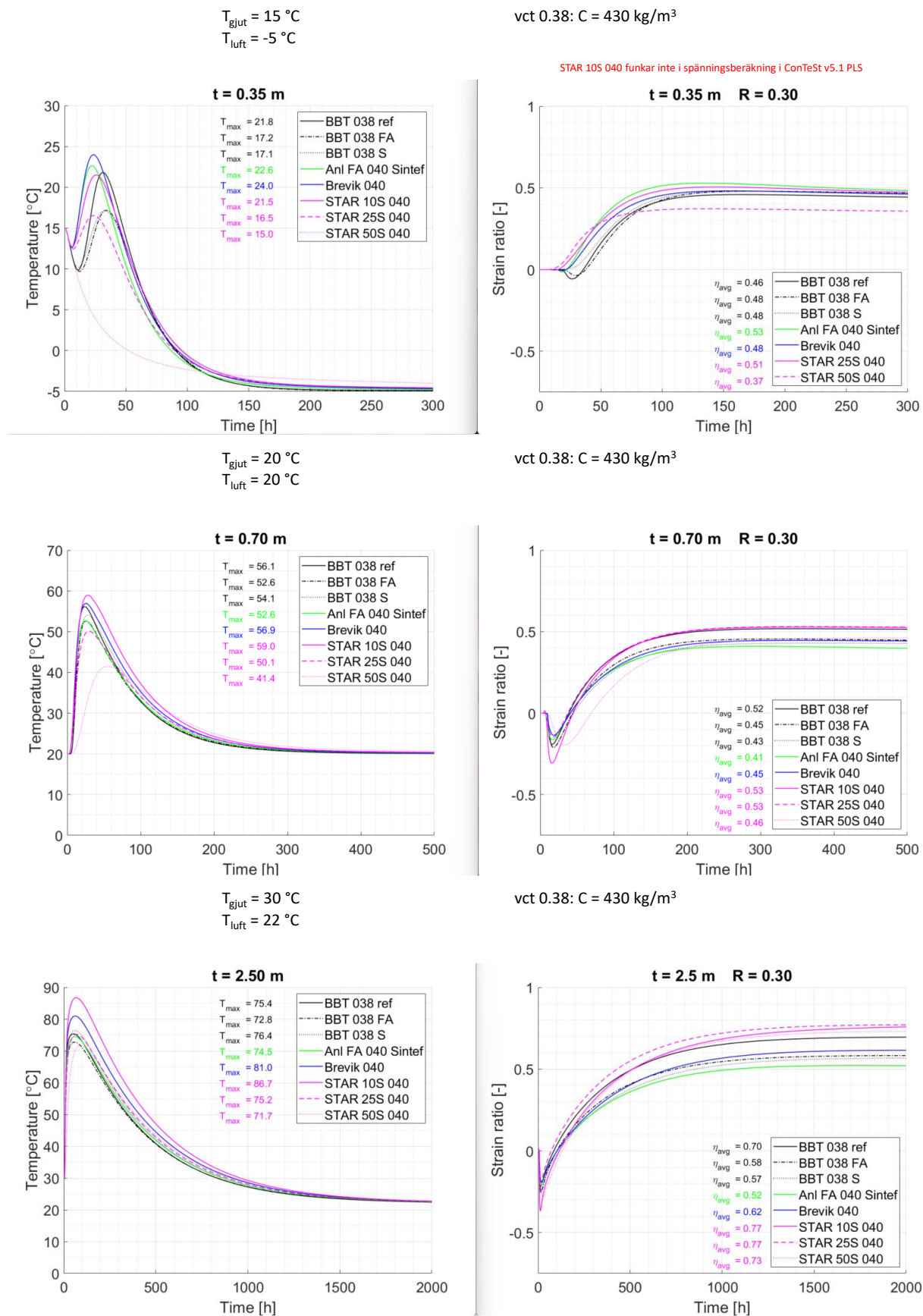
Figur 7.4 Värmeutveckling, mognadsfunktion och hållfasthetsutveckling, vbt ca 0.40.



Figur 7.5 Baskrympning, E-modul, Relaxation (normerad till 1 vid 0,0001 d), vbt ca 0.40.



Figur 7.6 Temperaturer och töjningskvoter, väggjocklek 0,35, 0,70 och 2,50 m, vbt ca 0.50.



Figur 7.7 Temperaturer och töjningskvoter, vägg tjocklek 0,35, 0,70 och 2,50 m, vbt ca 0.40.

## 8 Resultatspridning

Delresultat från projektet har presenterats i flera seminarier via nätet genom LTU:s försorg samt genom arrangemang av Trafikverket. Presentationer har även skett vid Nordiska Betongforskningskonferenser i Reykjavik, Aalborg och Stockholm, se bilagor.

Resultatspridning har även genomförts i och med att några författare även är föreläsare i kurser för yrkesmän inom betongbranschen.

Samarbete och kunskapsutbyte har skett med andra pågående och avslutade SBUF-finansierade projekt inom området. En referensgrupp har etablerats under slutförande.

## 9 Diskussion och slutsatser

Sverige är ett föregångsland när det gäller att analysera sprickrisker orsakade av egenspanningar för de mest skiftande situationer vid gjutning. Kurser hålls för en växande grupp av användare och byggbranschens aktörer har en bred kompetens att utföra spänningsberäkningar och att ta fram arbetsbeskrivningar för eventuella åtgärder.

Förutsättningarna är goda att tillämpa tekniken och vidareutveckla den, inte minst kriterierna i AMA. Förbättrade analysmetoder bör tas fram, som dessutom bör kunna vara förenklade för vanliga typfall. En utmaning är att mäta in materialparametrar på ett relevant och kostnadseffektivt sätt. Detta accentueras vid användning av klimatförbättrade betonger där observerade beteenden inte alltid liknar de som tidigare dokumenterats, oavsett om parametrarna är ”receptspecifika” eller ”generella”.

Förutom att mäta och analysera egenskaper för sex klimatförbättrade anläggningsbetonger vilka nu kan användas i sprickrisikanalyser, har projektet även genomfört en översyn av modellering, beräkningsmetoder och kriterier i dagens regelverk. Problematik, utmaningar och möjligheter listas och det presenteras följande idéer till framtida insatser:

- Förändring av inmätning av parametrar - nya provningsmetoder är aktuella
- Metoder att förenkla inmätning, t ex på arbetsplats - utvärdering av mätningar
- Förbättring av materialmodeller och hur parametervärden från laboratoriet tas fram
- Översyn krav på metodik för analyser och beräkningsprogram

Projektet hoppas kunna bidra till utvecklingen ovan så att sprickorna fortsättningsvis kan undvikas. Framgångsfaktorn för framtida sprickfria konstruktioner är att samverkan etableras mellan initierade experter, forskare, utförare, materialleverantörer, beställare och inte minst specialister i laboratoriet. Då kan en nyskapande utveckling ske.

## 10 Referenser

- Betonghandbok Material (2019). Tidig egenskapstillväxt och hårdnande betong, kap 9, Svensk Byggtjänst.
- Betonghandbok Material (2021). Fukt och betong, kap 17, Svensk Byggtjänst,
- Betonghandbok Material (2021). Krympning hos hårdnande och hårdnad betong, kap 18, Svensk Byggtjänst.
- Betonghandbok Material (2021). Egenspanningar och sprickor av temperaturrörelser och krympning. Värme- och mognadsutveckling, kap 19, Svensk Byggtjänst.
- Bazant Z P and Chern J (1985). Concrete Creep at Variable Humidity – Constitutive Law and Mechanisms, In: Materials and Structures, Vol 18, pp 1-20.
- Emborg M (1989). Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages, Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1989:73D.
- Emborg, Westerholm, Nilsson, Hösthagen, Nilimaa, Carlswärd (2023). Egenspanningar i tidig ålder av temperaturrörelser och krympning – försöksanalys, modellering, kriterier i Sverige. Bygg och Teknik, nr 6, 2023, sid 10-18
- Fjellström P (2013). Measurement and Modelling of Young Concrete Properties, Luleå: Luleå University of Technology, Licentiate Thesis.
- Hedlund H (2000). Hardening Concrete – Measurements and Evaluation of Non-Elastic Deformation and Associated Restraint Stresses, Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 2000:25.
- Hedlund H, Wiberg H, Rasmak N, Vogt C, Hösthagen H, (2023). STAR – Temperatursprickrisksdata för klimatförbättrad betong. SBUF ID 14096.
- Hösthagen A (2017). Thermal Crack Risk Estimation and Material Properties of Young Concrete, Luleå: Luleå University of Technology, Licentiate Thesis
- Jonasson J-E (1984). Slipform construction – calculations for assessing protection against early freezing, Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo/Research 4:84, Stockholm.
- Jonasson J-E (1994). Modelling of Temperature, Moisture and Stresses in Young Concrete, Luleå: Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Doctoral Thesis 1994:153D.
- Jonasson J-E and Westman G (1999). Conversion of Creep Data to Relaxation Data by the Program RELAX, Luleå: Luleå University of Technology, IPACS Document TG 3.2/1.
- Jonasson J-E, Wallin K och Nilsson M (2009). Gjutning av vägg på platta – Studier av sprickrisiker orsakat av temperaturförloppet vid härdning, Luleå: Luleå University of Technology, Institutionen för samhällsbyggand, avdelningen för konstruktionsteknik, Forskningsrapport.
- Klausen Estensen, A (2016). Early age crack assessment of concrete structures: Experimental investigation of decisive parameters, Ph thesis, Institutt for konstruktionsteknik, NTNU, Trondheim
- Klausen A. E., Kanstad T., and Bjøntegaard Ø. (2022). The cracking risk of hardening concrete exposed to realistic curing temperature regimes and restraint conditions – Experimental investigations of important parameters. In: Constr Build Mater, vol. 338, p. 127662, Jul. 2022, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2022.127662.

Larson M (2003). Thermal Crack Estimation in Early Age Concrete – Models and Methods for Practical Application, Luleå: Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Doctoral Thesis 2003:20.

Magnusson J, Rempling R, Mathern A –Löfgren I, G. Berrocal Carlos, Suchorzewski Jan (2024). Metoder för sprickriskbedömning och - begränsning hos hårdnande betong. En omvärldsanalys och parameterstudie. SBUF, projekt 14170, 71 sidor. Prel rapport

Nilsson M, Nilimaa J, Emborg M, Hösthagen A, Westerholm M (2024a). Analysmetodik och materialmodeller vid inmätning av ung betongs egenskaper för beräkning av temperatur, hållfasthet och spänningar under härdningsförloppet. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024. ISBN 978-91-8048-611-8

<https://ltu.diva-portal.org/smash/get/diva2:1879736/FULLTEXT01.pdf>

Nilsson M, Nilimaa J, Emborg M, Hösthagen A, Westerholm M (2024b). Spänningsberäkningar, metodik och kriterier. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024. ISBN 978-91-8048-610-1

<https://ltu.diva-portal.org/smash/get/diva2:1879734/FULLTEXT01.pdf>

Nilsson M, Nilimaa J, Emborg M, Hösthagen A, Westerholm M (2024c). Materialdata för beräkning av temperatur, hållfasthet och spänningar – betong med AnlFA-cement, flygaska och slagg. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024. ISBN 978-91-8048-597-5

<https://ltu.diva-portal.org/smash/get/diva2:1867493/FULLTEXT01.pdf>

Stelmarczyk M, Rapp T och Hedlund H (2022). Analys av spänningsberäkning i ConTeSt och framtagning av prototyp för Produktplanering Betong, SBUF, projekt 14016, 20 sidor.

Westman G (1999). Concrete Creep and Thermal Stresses – New Creep Models and Their Effects on Stress Developments. Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1999:10.



Analysmetodik och materialmodeller vid  
inmätning av ung betongs egenskaper för  
beräkning av temperatur, hållfasthet och  
spänningar under härdningsförlopp

Martin Nilsson  
Jonny Nilimaa  
Mats Emborg  
Anders Hösthagen  
Mikael Westerholm





Analysmetodik och materialmodeller vid inmätning  
av ung betongs egenskaper för beräkning av  
temperatur, hållfasthet och spänningar under  
härdningsförlopp

Martin Nilsson  
Jonny Nilimaa  
Mats Emborg  
Anders Hösthagen  
Mikael Westerholm

Projekt: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nytutveckling med hänsyn till miljökriterier

Författare:

Martin Nilsson - Luleå tekniska universitet

Jonny Nilimaa - Heidelberg Materials Cement Sverige och Luleå tekniska universitet

Mats Emborg - Heidelberg Materials Betong Sverige och Luleå tekniska universitet

Anders Hösthagen - Bostek

Mikael Westerholm - Heidelberg Materials Cement Sverige

Tryck: Luleå tekniska universitet, Grafisk produktion 2024

ISSN 1402-1536

ISBN 978-91-8048-611-8 (pdf)

Luleå 2024

[www.ltu.se](http://www.ltu.se)

## Förord

Det är förhindrade volymändringar av temperatur- och fuktförhållanden under bindemedlets hydrationsfas som framkallar egenspanningar och alltför ofta ogynnsam sprickbildning i betongen under tidiga skeden efter gjutningen. Ska man vidta lämpliga åtgärder mot sprickbildningen måste egenspanningarna beräknas på rätt sätt och hålls i schack. God förståelse om bakomliggande mekanismer behövs för att lyckas. Sverige har en lång forsknings- och utvecklingstradition inom området

Just nu avslutas ett större projekt vid Luleå tekniska universitet på uppdrag av Trafikverket (FOI-BBT) med delfinansiering av Heidelberg Materials, Cement och Betong; "BBT-projektet". SBUF är även medfinansiär. Under BBT-projektets gång har en mängd erfarenheter inhämtats beträffande materialparametrarnas inmätning, modellering och påverkan på sprickrisk, samt även beträffande strukturmodellering och tillämpning i regelverk. Speciellt intressant är hur alla inverkanse faktorer påverkas när klimatförbättrade betongkvaliteter nu introduceras för att möta strävanden mot klimatneutralt betongbyggande.

Denna rapport utgör en av tre delredovisningar från projektet:

1. Slutrapport, utförlig, [1] inklusive delrapport materialparametrar [3]
2. Analysmetodik och materialmodeller, dvs. denna
3. Spänningsberäkningar, metodik [5]

Därtill har redovisats en kortfattad version av slutrapport till Trafikverkets kansli BBT [2]. Referens [1] och [2] kan finnas på [foi-bbt.se](http://foi-bbt.se). En artikel i Bygg och Teknik november 2023 ger en översikt om området.

Luleå, juni 2024

Författarna



## Innehåll

1	Inledning .....	1
1.1	Inledning .....	1
2	Värme.....	3
2.1	Bakgrund och modellering.....	3
2.2	Försök värmeutveckling och variationer - reflektioner.....	3
2.3	Påverkan av individuella materialparametrar, känslighetsanalys, frågeställningar .....	8
2.4	Försöksteknik .....	8
3	Hållfasthetsutveckling och mognadsfunktion .....	10
3.1	Bakgrund.....	10
3.2	Modellering.....	10
3.3	Kommentarer – de tre faserna och övergång mellan dem.....	11
3.4	Tillkommande detaljer: kommentarer - starttider .....	12
3.5	Övergång till uttryck med hjälp av hållfasthetsspektra .....	13
3.6	Mognadsfunktion.....	14
3.7	Hållfasthetstapp.....	19
3.7.1	Kommentarer delvis från BHB-M, kap. 19 .....	19
3.7.2	Ytterligare kommentarer.....	20
3.8	Försöksteknik .....	22
4	Frirörelse .....	25
4.1	Bakgrund/modellering.....	25
4.1.1	Angående temperaturrörelse .....	25
4.1.2	Beträffande <i>krympning</i> .....	25
4.1.3	Kommentarer från utvärderingsrapporter (författare Jonasson) .....	26
4.1.4	Anpassning långtidsegenskaper krympning baserat på korttidsförsök .....	27
4.2	Autogen krympning enligt Betonghandbok.....	29
4.3	Reflektioner .....	33
4.4	Försöksmetodik .....	36
5	Viskoelastiska egenskaper (elasticitet och krypning) .....	37
5.1	Allmänt.....	37
5.2	Generell modellering .....	37
5.3	Ung betongs viskoelastiska egenskaper, relaxation .....	38
6	Egenspänningar – viskoelasticitet, olinjaritet .....	45
6.1	Modellering av egenspänningar .....	45
7	Olinjära effekter, kopplingseffekter .....	49
7.1	Inledning.....	49
7.2	Olinjära effekter vid höga dragspänningar – allmänt.....	49
7.3	Draghållfasthet, höga dragspänningsnivåer .....	53
7.4	Kopplingseffekter lastberoende - lastoberoende deformationer.....	56
7.5	Sprickrisk.....	56
8	Känslighetsanalys – materialegenskaper.....	58
8.1	Bakgrund.....	58

8.2	Variation en parameter – kvalitativ effekt egenskapsutveckling .....	61
8.3	Variation en parameter, inverkan temperatur & genomgående sprickrisk .....	66
8.4	Monte Carlo-simulering - inverkan temperatur och ytsprickrisk.....	82
8.5	Olinjära effekter, hållfasthets samband, Pickett-effekt.....	92
9	Referenser .....	99



# 1 Inledning

## 1.1 Inledning

Denna delrapport inom projektet ”Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling med hänsyn till miljökriterier” behandlar bakomliggande materialtekniska fenomen under tidigt hårdnande, deras modellering och den analys av försöksresultat som utförs vid Thysell-laboratoriet, Luleå tekniska universitet (LTU). Redovisning sker även i andra delrapporter inom projektet, se [1] – [6].

Behandling av den unga betongens egenskapsutveckling vid försök och efterföljande analyser kan delas in i fem moment:

1. värmeutveckling
2. hållfasthetsutveckling och temperaturkänslighet (mognadsfunktion)
3. elasticitet och krypning samt
4. fri rörelse; vid temperaturbelastning respektive krympning (konstant temperatur).
5. spänningar vid temperatur- och autogenkrypningsbelastning samt eventuell sprickbildning i spänningsriggen (ofta benämnd TSTM – Thermal Stress Testing Machine, se t.ex. Westman (1999)) [7].

Spänningsriggen utgör en viktig del vid undersökningarna genom att spänningsberäkningar baserade på framtagna materialparametrar i momenten då kan jämföras med uppmätta spänningar för aktuella blandningar.

Vid provning av materialegenskaper studeras moment 1 och 2 ovan med samma betongblandning, dvs. samma batch. Moment 3, 4 och 5 studeras med en senare blandning eftersom temperaturstyrkurva för moment 4 och 5 är nödvändig vilken beräknas baserat på moment 1 och 2, se t.ex. projektets slutrapport [1] där en översikt ges angående processen för provningarna (avsnitt 5.2 i slutrapporten). Ett flödesschema ges för inmätningen av materialegenskaperna (figur 4) med en detaljering i avsnitt 5.3.1.

I det följande ges en redogörelse av egenskapsområdena med stöd av tillgänglig forskning, ett antal kapitel i Betonghandboken – Material [8] – [9], rapporter från SBUF-projekt inom området samt redovisningar och materialrapporter från tidigare försök utförda vid Thysell-laboratoriet, LTU. BHB-M, kap 19 ([8] fortsättningsvis benämnd ”BHB-M, kap 19”) utgör en nyckelreferens i redovisningen. I flera fall sker citeringar.

Tillgängliga modeller och analysmetodik beskrivs där tydliggörande sker av förekommande utmaningar vid framtagning av delparametrar och hur de lämpligen hanteras för så korrekt tillämpning som möjligt.

Befintlig princip för analys av försöksresultat enligt ”Jonassons Metod”, tillämpad under senaste 20 åren, har utvärderats. Jonassons Metod har tidigare programmerats upp t.ex. med Excel och Matlab. Metoden innefattar analys och framtagning av materialdata för värmeutveckling, mognads- och hållfasthetsutveckling, utveckling av mekaniska egenskaper, temperaturrörelser, krympning samt slutliga korrigeringar för olinjära effekter och Pickett-effekt. Metodiken är gällande i det, för närvarande, interna utvärderingsprogrammet YoungCon (utvecklat av Marcin Stelmarcyk för LTU:s räkning) för att ge indata till aktuella svenska (och norska) beräkningsprogram för temperatur- hållfasthets- och spänningsutveckling i hårdnande betong.

Metodiken har presenterats under de senaste 15 åren genom rapporter av försök vid LTU. I materialrapporterna sker en parameterintroduktion som inte alltid förklaras utförligt – vissa delar kan finnas i t.ex. Fjellströms licentiatavhandling, Fjellström (2014) [12] samt i Fjellström et al

(2012) [13], Hedlund (2000) [14], Hösthagen (2017) [15], och tidigare i avhandling, Jonasson (1994) [16].

Denna rapport utgör en av fyra delredovisningar från projektet:

1. Slutrapport, utförlig, [1] inklusive delrapport materialparametrar [3]
2. Laboratorieförsök, inklusive kvalitetssäkring [4]
3. Analys försök, materialparametrar och modeller, dvs. denna
4. Spänningsberäkningar, metodik [5]

Därtill har redovisats en kortfattad version av slutrapport till Trafikverkets kansli BBT [2]. Referens [1] och [2] kan finnas på [foi-bbt.se](http://foi-bbt.se).

## 2 Värme

### 2.1 Bakgrund och modellering

Inledningsvis kan nämnas att flera versioner av modellering förekommer, se t.ex. redogörelse BHB-M kap 19 [8] i jämförelser med bl.a. Jonasson (1994) [16] och Fjellström (2013) [13], tidigare försöksrapporter från LTU samt redovisningar i flera SBUF-projekt inom området. I internationell text förekommer ännu fler varianter av modellbeskrivningar.

BHB-M ger en mer generell översikt över fenomenen; hur man kan mäta och modellera dem, och påverkan på temperaturutveckling i betongstrukturer, exemplifierade i några typfall.

Eftersom tidigare materialrapporter i huvudsak har följt beteckningar enligt Jonassons Metod och de indata som används i idag förekommande beräkningsprogram, är text nedan anpassad till dessa. Kommentarer beträffande jämförelser med BHB-M förekommer i vissa fall.

Betongens värmeutveckling under hydratationen beskrivs av:

$$Q = W_u \alpha^* C \quad (2.1)$$

där

$Q$  = utvecklad värme i betongen per volymenhet

$W_u$  = utvecklad värme efter "oändlig" tid per cementmängd

$C$  = cementhalt

$\alpha^*$  = skenbar hydratationsgrad, se ekv. (2.2).

I BHB-M betecknas  $W_u$  med  $Q_{\alpha=1}$

Den skenbara hydratationshastigheten, Jonasson (1994) [8], formuleras genom tidsderivering av hydratationsgraden enligt

$$\alpha^* = \exp \left( - \left( \ln \left( 1 + \frac{t_c}{t_1} \right) \right)^{-\kappa_1} \right) \quad \text{och} \quad \alpha = \alpha^* \alpha_u \quad (2.2)$$

där

$\alpha^*$  = skenbar hydratationsgrad

$\alpha$  = hydratationsgrad

$\alpha_u$  = hydratationsgrad efter "oändlig tid".

$t_c$  = ekvivalent tid, se avsnitt 3.6.

Vidare är  $\kappa_1$  och  $t_1$  är anpassningsparametrar. Huruvida skenbar hydratationsgrad ska användas eller inte, se t.ex. [8]

I version BHB-M förekommer ett  $\lambda$  i ekv (2.2), (före andra parenteserna efter minustecknet). Jonasson ansåg att denna oftast har varit lika med 1 och kunde tas bort i formeln. Några experter har menat att så inte är fallet vilket föranlett alternativ version i BHB-M.

### 2.2 Försök värmeutveckling och variationer - reflektioner

Vid försök sker en registrering av lufttemperaturen samt betongtemperaturerna i två s.k. semi-adiabater per recept, se Figur 2.1 och materialrapport [3] [1].

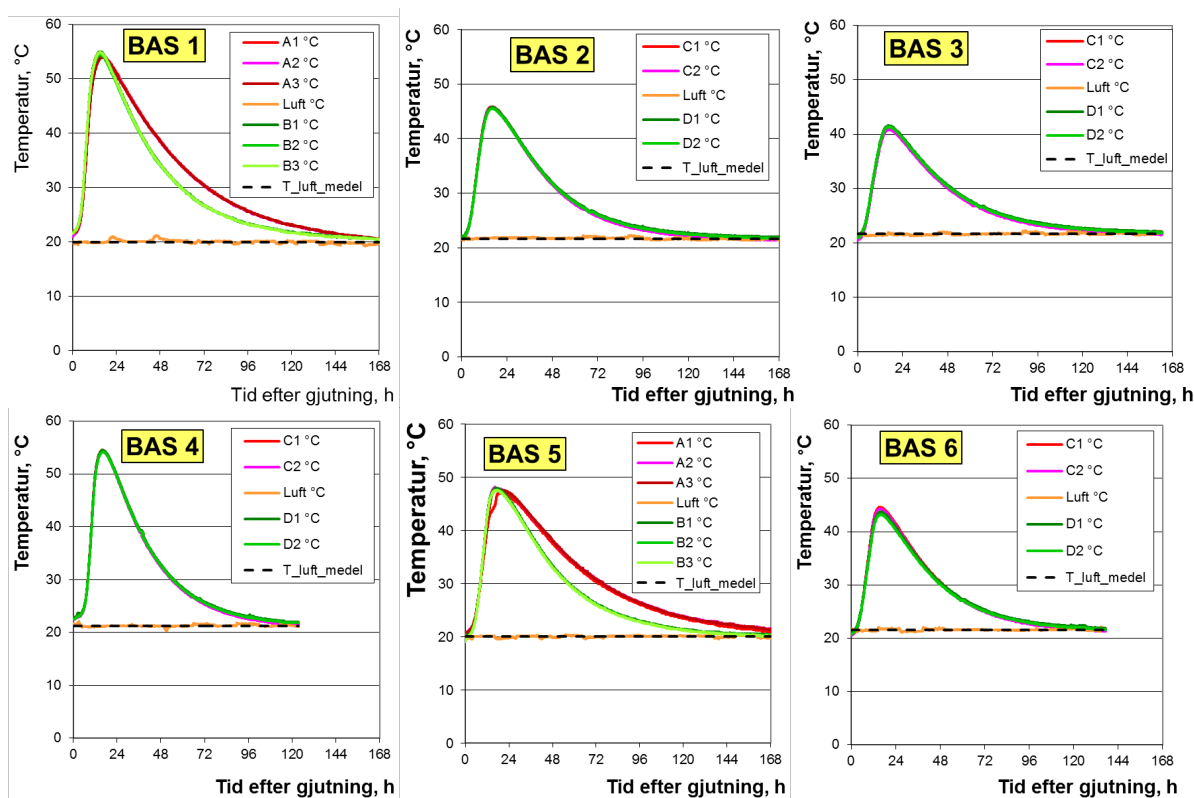
Förutom det naturliga temperaturförloppet enligt Figur 2.1, mäts avsvälningförloppet i försöksuppställningen (dvs. inkluderande betongprov, omgivande isolering, ytskikt etc.) efter konstgjord uppvärmning av betongen, Figur 2.2, se även [3]. Detta startar direkt när provkroppen i Figur 2.1 har svalnat av helt. Ett så kallat avsvälningstal kan då bestämmas för varje enskild semi-adiabatmätning. Därigenom kan hänsyn tas till effekt av utrustningens egen värmelagring, se t.ex. Fjellström (2013) [12]. Anpassningarna i Figur 2.2 startar vid den temperatur som är markerad som  $T_{\max A}$ ,  $T_{\max B}$ ,  $T_{\max C}$  respektive  $T_{\max D}$ , vilka är strax över motsvarande maximala temperaturer under uppvärmningsförloppet i figuren.

Beträffande effekten av upplagrad värme i försöksutrustningen och individuella värmeförluster i varje försök är denna väl beskriven i Fjellström (2013) och Fjellström et al (2012, 2013) [13]. Inverkan av dessa effekter är ansenlig enligt författarna och kan förorsaka felaktiga resultat beträffande utvärderad värmeutveckling, överstigande 5 % av verklig utveckling om inte detta beaktas.

Enligt projektgruppen BBT är det därför märkligt att dessa fenomen inte beaktas i internationellt normarbete med tanke på effektens påverkan på slutresultat. Detta kan möjligen bero på okunskap.

Utöver upplagrad värme i försöksutrustningen är det viktigt för korrektheten att noggrant säkerställa omgivande temperaturer kring utrustningen och dokumentera dess historik. Enligt känslighetsanalys beträffande omgivande lufttemperaturs inverkan på utvärderingen av semi-adiabaten, se t.ex. Hösthagen (2017) [15], har en avvikelse på 0,5 °C av omgivningstemperatur en påverkan på beräknade temperaturer med upp emot flera grader, i synnerhet för mer massiva konstruktioner.

Utvärderad värmeutveckling per kg cement varierar logiskt mellan studerade betongsammansättningar i figuren, bl.a. att värmeutvecklingen är lägre per kg för lägre vct (vbt) med samma bindemedel, se t.ex. BHB-M och försök utförda vid LTU 2014 (försöksdata i Figur 2.1 och Figur 2.2), sammanställda i Figur 2.3 (baserad på senare referens, Wiberg och Hedlund (2019) [17]).



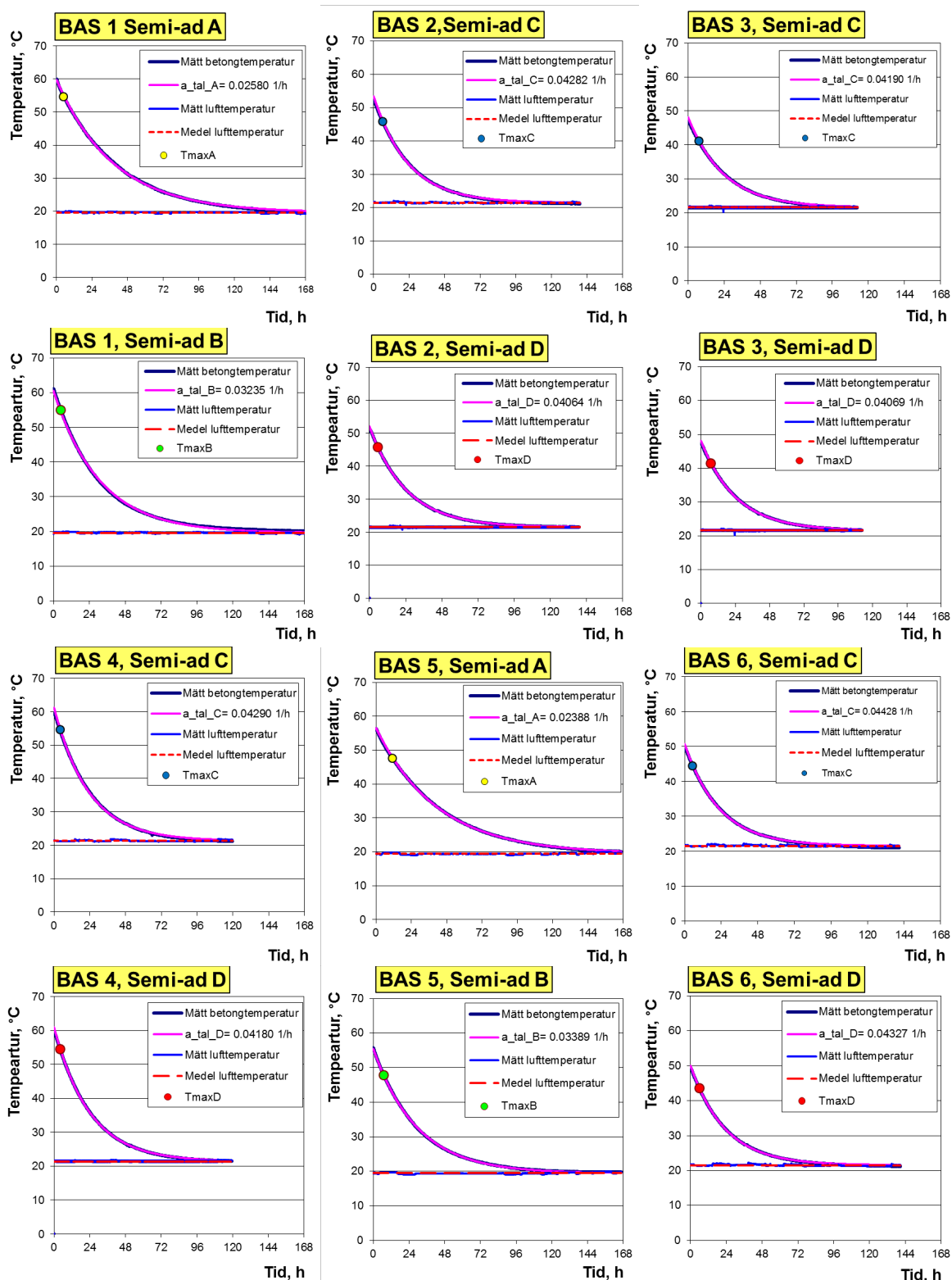
Figur 2.1 Mätning av betongtemperaturer i två semi-adiabater per studerade recept. Här grupperas adiabaterna två och två: antingen A & B eller C & D, från materialrapport Jonasson (2014), se även [17]. För recept, se figur 2.3.

Den nödvändiga ekvivalenta åldern i Figur 2.3 utvärderas genom mognadsbuden, se avsnitt 3.6.

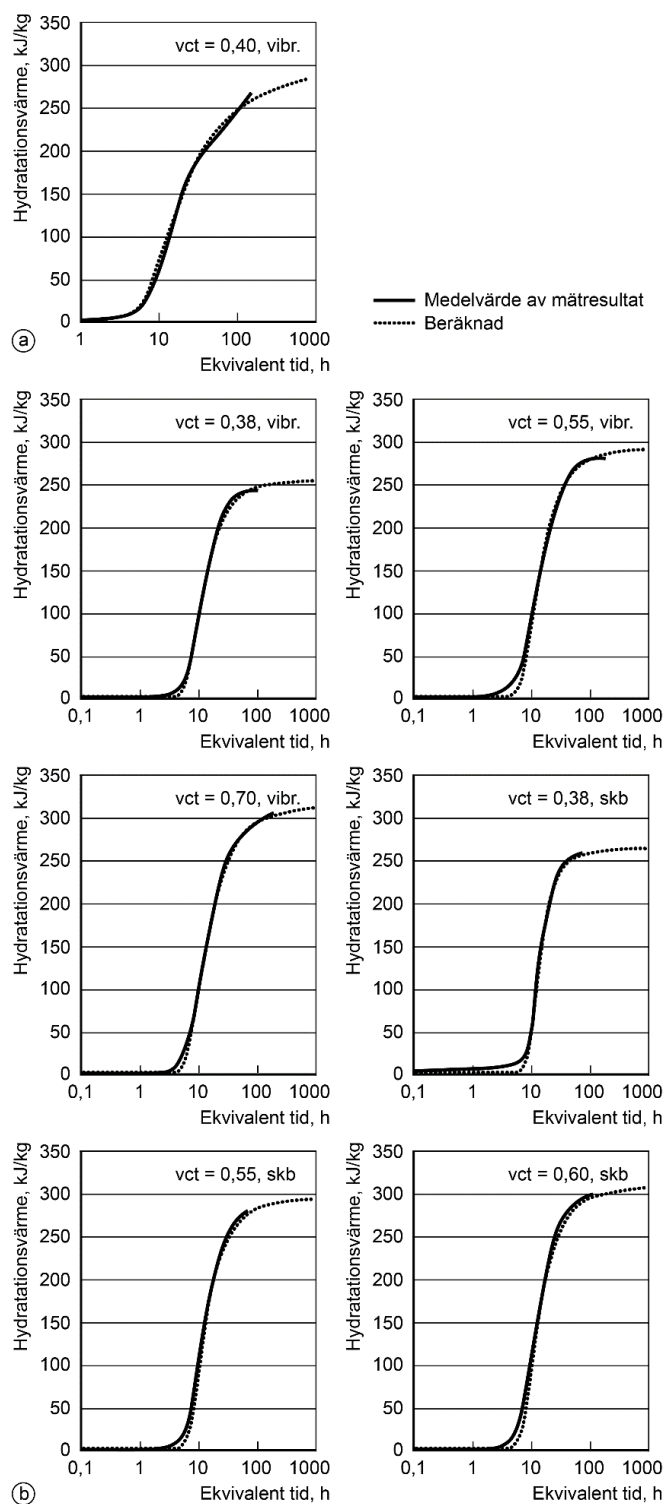
Känslighetsanalyser med avseende på temp-utveckling vid variation av ingående parametrar är alltid intressanta och finns redovisade i vissa rapporter, t.ex. från SBUF. BHB-M kap 19 visar ett exempel där känslighet studerats hos olika uppsättningar av materialparametrar för hydratationsvärme, se Figur 2.4.

Väsentligt är att förstå vilka delar av värmeutvecklingen som har störst inverkan på temperaturer i den hårdnande betongen. Erfarenhet, bl.a. genom omfattande temperaturberäkningar, visar att lutningen på kurvan under första dygnets ekvivalenta tid, se Figur 2.3, har stor inverkan på temperaturförlopp i konstruktioner med normala dimensioner dvs. tvärsnittsdimensioner 0,5–1,5 m. Den senare delen av kurvan, dvs. när kurvan strävar åt det asymptotiska slutvärdet nås, har större inverkan på massivare konstruktioner. I de flesta fall, för normala bindemedelskombinationer, är det således viktigt att korrekt anpassning sker under det första dygnets hydratation. Vilka delar av värmeutvecklingen som har stor inverkan för klimatreducerad betong får framtida provningar, utvärderingar och temperaturberäkningar visa.

Kommentarer kring indelning i massiva och slanka konstruktioner etc., se BBT rapport [5].



Figur 2.2 Bestämning av avsvainingstal genom efterföljande uppvärmning recept 1 – 6 enligt Figur 2.1 för semi-adiabater grupperade parvis A + B eller C + D. Max. värde är högsta temperatur vid adiabatmätningen i Figur 2.1.



Figur 2.3 Hydratationsvärme som funktion av ekvivalent tid. Mätningar från två semi-adiabatförsök per recept, anpassning med ekv. (2.1)-(2.2), (streckad linje). a) Anläggningscement FA, vibrerad betong, b) Bascement, vibrerad betong och självkompakterande betong enligt Figur 2.1 och Figur 2.2, baserad på Wiberg & Hedlund (2019) [17], från Betonghandbok – Material, kap 19.

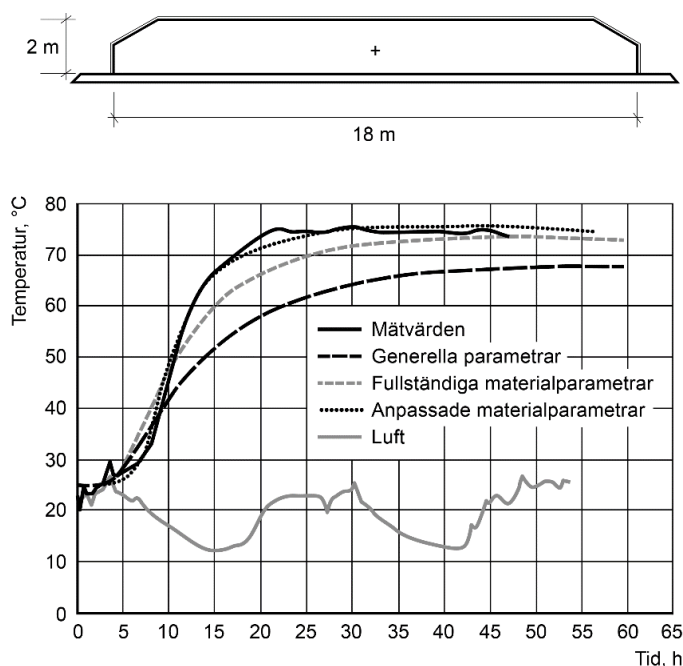
## 2.3 Påverkan av individuella materialparametrar, känslighetsanalys, frågeställningar

Känslighet hos materialparametrar i sig och laboratorieundersökningar bör redas ut i framtiden t.ex. med avseende på följande frågeställningar:

- Hur är den naturliga spridningen av värmeutvecklingen för en och samma bindemedelskombination och hur blir påverkan på materialparametrar?
- Vilken del av kurvan har vid användande av klimatreducerad betong störst inverkan på temperaturförloppet för typfall med olika dimensioner?
- Hur varierar exempelvis avsvälningstal vid försök och hur påverkas i så fall framtagna värmeutveckling?
- Hur påverkar lufttemperaturen provningen och hur stor är variation mellan olika försöksupställningar?

Det finns ett behov att skapa en bild över materialparametrars inverkan på temperaturutveckling i jämförelse med miljöfaktorer dvs. temperatur, vind, formhantering osv. En möjlig viktning av parametrarna hade varit önskvärd för att adressera dessa vid kravställning på laboratorieförsök. Flera exempel på dylika studier ges i kap 8.

Att kunna förenkla provning och analys för bestämning av värmeutveckling är av intresse; behövs t.ex. exakt all information från betongsammansättningar eller kan dessa kalibreras in vid enklare provningar på arbetsplats, dvs. ”mock-up”? Se figur 2.4 visande effekt av inmätning och justering av indata.



Figur 2.4 Gjutning av 2 m tjock platta på mark. Beräknad temperaturutveckling i centrum platta vid olika mängd information om värmeutveckling och mognad. Generella parametrar givna i databas för prognosprogram (för cement Anl Degerhamn), fullständiga parametrar inprovade för använt cement (Anläggningscement Brevik),  $430 \text{ kg/m}^3$ , vilka sedan passats in för aktuell betongtillverkning på aktuell plats med hänsyn till tidig hydrataion. Från BHB-M, kap 19.

## 2.4 Försöksteknik

Det har i några sammanhang uppmärksamats till vilken noggrannhet som försöken bör genomföras. Uppenbart är att de yttre försöksomständigheterna har en inverkan, dvs. temperatur i den lokal där semi-adiabaterna är lokaliserade. Väsentligt är därför att noggrant registrera



omgivningstemperatur kring provkroppen på flera ställen runt om försöksutrustningen givetvis med en noggrannhet understigande delar av grader.

Diskussion har även förekommit hur lång tid försöken lämpligen ska ske, både i den första delen (Figur 2.1) och efterföljande artificiell uppvärmning (Figur 2.2). Klimatförbättrade betonger med bindemedel med tydliga puzzolanreaktioner innebär en längre tidsaspekt efter gjutningen vilket kan medföra en utsträckt försökstid eventuellt till det dubbla. Inledande pilotförsök kan ge information huruvida försökstid bör förlängas.

### 3 Hållfasthetsutveckling och mognadsfunktion

#### 3.1 Bakgrund

Hållfastheten, den viktiga parametern som är till grund för, och ger indikation om, många andra parametrar och egenskaper hos betongen, kan beskrivas i stort sett på oändligt många sätt, se t.ex. kommittérapporter Rilem), tidigare forskningsrapporter från LTU, IPACS-rapporter (från EU projekt 90-talet), och normativa texter/handböcker; nationella och överenskomna inom EU, ACI etc. Se även t.ex. nämnda nyligen redovisade SBUF projekt; Hedlund et al (2023) [18] Magnusson et al (2023) [19]. I den senare noteras RILEM TC 287-CCS “Early-age and long-term crack width analysis in RC structures” och RILEM TC 254-CMS “Thermal cracking of massive concrete structures”.

Exempelvis skedde i mitten av 90-talet en översyn inom en Rilemkommitté beträffande hållfasthetsutveckling för ung betong, se Betonghandboken, kap 9 och 19,

Generella redogörelser av hållfasthetsutvecklingar i textböcker ovan är tämligen överskådliga och tydliga enligt projektgruppens bedömning. Nedan redovisas principen för hur hållfastheten har utvärderats enligt den tidigare nämnda Jonassons Metoden.

#### 3.2 Modellering

Hållfasthetsutvecklingen vid 20 °C, benämnd referenshållfasthet, kan uttryckas enligt (delvis utdrag ur Jonassons rapporter från materialförsök LTU):

$$f_{cc}^{\text{ref}} = \begin{cases} 0 & \text{för } 0 \leq t_c < t_{e,\text{ini}} \\ f_{cc,\text{set}} \cdot \left( \frac{t_c - t_{e,\text{ini}}}{t_{e,\text{fin}} - t_{e,\text{ini}}} \right)^{n_{\text{set}}} & \text{för } t_{e,\text{ini}} \leq t_c < t_{e,\text{fin}} \\ f_{cc,28\text{d}} \cdot \exp \left( s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{672 - t^*}{t_c - t^*} \right)^{n_{cc,28\text{d}}} \right] \right) & \text{för } t_c \geq t_{e,\text{fin}} \end{cases} \quad (3.1)\text{a}$$

där  $t_{e,\text{ini}}$ ,  $t_{e,\text{fin}}$  är tider för tillstyvnad och avslutad finglättning,  $f_{cc,\text{set}}$  hållfasthet och  $n_{\text{set}}$  en anpassningsparameter för betong i mycket tidig ålder. I vissa fall, t.ex. där begränsad försöksinformation finns, kan alla fyra betraktas som anpassningsparametrar. Det nämns i rapporterna att ”principiellt omfattar detta tiden mellan initial och slutlig tillstyvnad, som kan vara av intresse för studier av glättningstider. Sådana mätningar har inte genomförts här, varför dessa parametrar har satts till logiskt rimliga värden. Detta kan senare kompletteras, om tilläggstester genomförs”. Se även Figur 3.1.

Det bör nämnas att ovan gäller utan justering med hänsyn till effekter av förhöjd härdningstemperatur.

Alternativa beteckningar förekommer i andra svenska rapporter, avhandlingar och utdrag engelsk version av materialrapport Jonasson:

$$f_{cc}^{\text{ref}} = \begin{cases} 0 & 0 \leq t_e < t_S \quad \text{fresh concrete} \\ f_A \left( \frac{t_e - t_S}{t_A - t_S} \right)^{n_A} & t_S \leq t_e < t_A \quad \text{surface finishing} \\ f_{cc28} \cdot \exp \left\{ s \left( 1 - \left( \frac{672 - t^*}{t_e - t^*} \right)^{n_{cc28}} \right) \right\} & t_A \leq t_e \quad \text{hardening} \end{cases} \quad (3.1)b$$

Vidare nämns att ” $f_{cc,28d}$ ,  $s$ ,  $n_{cc,28d}$  och  $t^*$  är anpassningsparametrar inom det område för härdande betong, där det genomförts hållfasthetsmätningar”.

Tidsparametern  $t^*$  har ”ingen fysisk betydelse” enligt Jonassons materialrapporter utan ansätts för att få en mjuk övergång mellan stadie II och III, se nedan. Den beräknas genom

$$\delta_c = \left( 1 - \ln \frac{f_{cc, \text{set}}}{f_{cc, 28d}} \frac{1}{s} \right)^{n_{cc, 28d}} \quad (3.2)$$

$$t^* = \frac{672 - \delta_c t_{c, \text{fin}}}{1 - \delta_c} \quad (3.3)a$$

I Jonassons rapporter finns en mer utförlig härledning:

$$f_{cc}^{\text{ref}} = f_{cc28} \cdot \exp \left\{ s \left( 1 - \left( \frac{672 - t^*}{t_A - t^*} \right)^{n_{cc28}} \right) \right\} = f_A$$

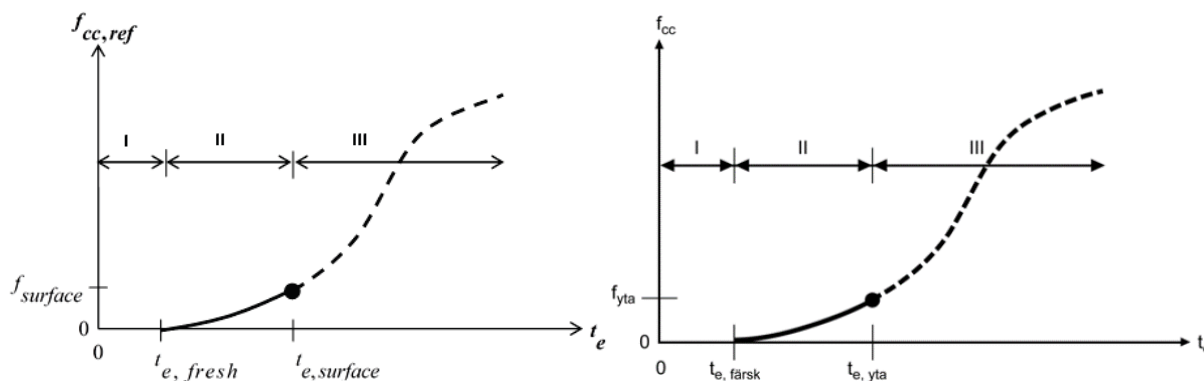
$$\frac{f_A}{f_{cc28}} = \exp \left\{ s \left( 1 - \left( \frac{672 - t^*}{t_A - t^*} \right)^{n_{cc28}} \right) \right\}$$

$$\frac{1}{s} \ln \frac{f_A}{f_{cc28}} = 1 - \left( \frac{672 - t^*}{t_A - t^*} \right)^{n_{cc28}} \quad (3.3)b$$

### 3.3 Kommentarer – de tre faserna och övergång mellan dem

Sambanden ovan kan förklaras om man studerar Figur 3.1 visande de tre stadierna (från Fjellströms [12]). Det gäller att hitta den tid,  $t_{c, \text{yta}}$  då samma värde för  $f_{\text{yta}}$ , ( $f_{\alpha \text{set}}$ ) ska erhållas i uttrycken för stadium II och III så att en jämn övergång kan ske, vilket visas i formel (3.3)b. Det är denna tid som betecknas  $t^*$  ovan – som alltså är en ”bakåtidentifierad” tid.

I [12] används även beteckningen  $f_{\text{surface}}$ , som ibland benämns  $f_{\alpha \text{set}}$  i Jonassons i vissa tidiga materialrapporter, se figuren. I olika rapporter SBUF och i indatafiler till beräkningsprogram benämns denna glättningshållfasthet till  $f_A$  och motsvarande glättningsstid  $t_A$  dvs. tid för slutförande av glättning.



Figur 3.1 Hållfasthetsutveckling beskriven av tre stadier I – färsk betong, II – initial och slutlig tillstyvnad ("ytbehandlingstid"), III - hårdnandeperiod, från Fjellström [12] (vä) och från BHB – M, kap 9 [9] (hö).

Fas I **är** betecknar den tidsperiod från blandning till den tidpunkt då betongen utvecklar märkbar tryckhållfasthetstillväxt. Den tidpunkt där fasen slutar betecknas  $t_{e, \text{färsk}}$  och anges i ekvivalent tid.

Beträffande fas II är det viktigt att hållfastheten för start respektive slut av glättning sätts på ett omdömesfullt sätt. Värden 0,2 MPa respektive 0,5 MPa har erfarenhetsmässigt ansetts som rimliga nivåer. Respektive tider för dessa, som alltså är ythållfastheter för glättningsmöjlighet och inget annat, kan bestämmas t.ex. med penetrationsmotståndstest, se t.ex. utdrag kap 9. Detta är b. la. anledningen till  $f_{yta}$  ( $f_{inis}$ ,  $f_{set}$ ) är rekommenderat till just 0,5 MPa i olika utvärderingsmetoder. (I detta sammanhang kan nämnas att bakgrunden till värdena och modellerna är ett utvecklande av ett system för glättning, genom separat uppdrag till LTU från Heidelberg Materials Betong).

### 3.4 Tillkommande detaljer: kommentarer - starttider

Beträffande tiden för ythållfastheten ovan uppstår problem: Att tiden för 0,5 MPa ska vara entydigt konstant, dvs. ha ett givet värde för samma bindemedel (5 timmar i YoungCon t.ex.) oavsett vct (vbt) är inte korrekt, se figur 9.5:6 i BHB-M kap 9 baserat på bl.a. provningar av Carlswärd på husbyggnadsbetong. Fler exempel finns i betongleverantörers och utförarens arbetsdokument visande att denna tid ändras vilket måste inkorporeras i utvärderingen.

Från diverse tillgängliga rapporter för några utvärderade betonger kan intressanta resultat observeras. Husbyggnadsbetong med Bascement (Figur 2.3) är t.ex. provade och tider  $t_A$ , (eller  $f_{a, \text{set}}$ ,  $f_{\text{surface}}$ ,  $t_{e, \text{fin}}$ ) är framtagna i ursprungsrapport från försök, Jonasson (2014). Här har värden på mellan 6 och 6,2 timmar getts för ett vitt spann av vct. I en annan rapport har för brandprovad betong (Anl Degerhamm) satts värdet 6 tim: förvånansvärt lågt med tanke på ett mer grovmalet cement.

I nämnda Bascementprovningar är tiderna justerade enligt rapport (SBUF 14096) [18]; för vibrerad betong, S4, till mellan 5,91 och 7,6 timmar för vct 0,39-0,75 och för självkompakterande betong, SF2, till mellan 6,03 och 6,22 timmar.

Det är inte lämpligt att sätta alltför lågt värde på  $t_{e, \text{färsk}}$  ( $t_{e, \text{set}}$  i Jonassons tidigare litteratur, ovan  $t_{e, \text{ini}}$ ) = 3 timmar. I utvärdering av Bascementprovningar 2014 tilldelades denna parameter värden mellan 3,05 och 3,3 timmar. För Anl brandprovad betong ovan sattes värdet till 4 timmar.

Det observeras således att det tycks inte riktigt finnas någon tydlig tendens i de utvärderade materialparametrarna. Ett spann kan råda för normala betongkvaliteter enligt:

$t_{e, \text{färsk}}$ ,  $t_{e, \text{set}}$  (etc): 2,5-4,5 timmar

$t_{yta}$ ,  $t_{e, \text{fin}}$  (etc): 5-10 timmar

Ovan är förmodligen inte viktigt om man inte speciellt studerar glättning. Dock kan parametern starttid i ekvationen för fas III skapa förvirring eftersom denna i europeisk standard förknippas med start av hydratationen dvs. strax efter öppethållandetid (setting time). Motsvarande värden på faktorn  $t^*$  (eller  $t_s$ ) för vibrerad betong har angetts i olika rapporter inom området 2,84–4,57 timmar (med två decimaler!) respektive för självkompakterande betong mellan 3,05–3,36 timmar vilket är mycket liten variation och alldeles för låga värden.

Här kan fel budskap ges eftersom denna tid kan bli avgörande för formrivning, tidig frysning osv., dvs. inte för fallet temperatursprickberäkningar. Vaksamhet rekommenderas därför speciellt vid prognoser av hållfasthetstillväxt.

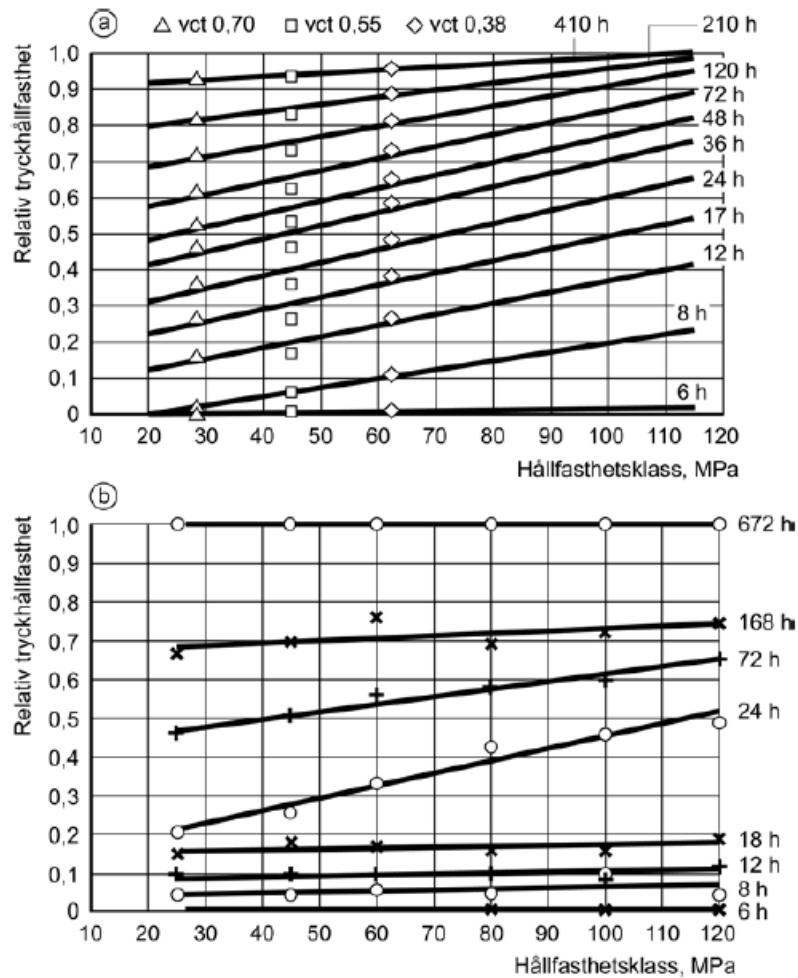
### 3.5 Övergång till uttryck med hjälp av hållfasthetspektra

Vid sprickriskberäkningar rekommenderas baserat på ovan att man i framtiden övergår till ett uttrycket med en enda formel som även fungerar tillräckligt väl för  $< 5$  MPa. Då kan man kalibrera in starttiden  $t_s$  på ett mer relevant sätt där kontroll och tydliggörande av effekter av bindemedel, vbt, tillsatsmedel blir betydligt enklare och fel t.ex. enligt ovan undviks. Ska glättning studeras kan separat modellering ske.

Dessutom bör liknande värden på starttider kunna anges vid beskrivning av värmeutveckling tryck- och draghållfasthetsutveckling,  $E$ -modul, samt autogen krympning eftersom alla fenomenen är relaterade till hydratationen. Framtagning av en sådan generell starttid kan t.ex. göras med andra metoder än att bakåtidentifiera/bakåtextrapolera egenskapssamband vilket är en synnerligen osäker metod.

Därutöver, vid framtagning av tendenskurvor, nyttjas lämpligen normerade hållfasthetsdiagram, dvs. så kallat hållfasthetspektra, Figur 3.2 (figur 9.5:10 i BHB-M). Diagramtypen utgör en kvalitetssäkringskontroll att tendensutvärdering är rätt utförd.

Sådan redovisning borde finnas för varje bindemedelskombination som presenteras publikt. Respektive hållfasthetsutveckling kommer då att uppvisa inbördes logiska skillnader, t.ex. så att  $s$  och  $\eta$  varierar vid trendning av mellanliggande betonger. Mycket försiktig extrapolering utanför uppmätta värden underlättas om hållfasthetspektra används.



Figur 3.2 Spektre för visualisering av hållfasthetstillväxt vid olika vct, från BHB-M kap 9.

### 3.6 Mognadsfunktion

Mognadsåldern eller ekvivalent tid,  $t_c$ , beräknas enligt:

$$t_c = \beta_{\Delta} \int_0^t \beta_T dt + \Delta t_c^0 \quad (3.4)$$

där

$$\beta_T = \exp\left(\Theta \left[ \frac{1}{293} - \frac{1}{T + 273} \right]\right) \quad (3.5)$$

och

$$\Theta = \Theta_{\text{ref}} \left( \frac{30}{T + 10} \right)^{\kappa_3} \quad (3.6)$$

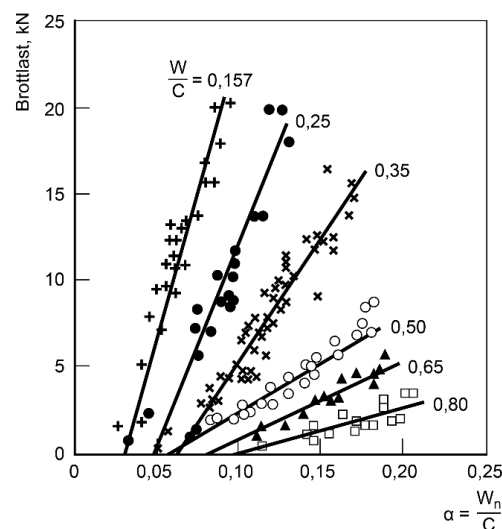
där  $\Theta_{\text{ref}}$  och  $\kappa_3$  är mognadsparametrar, som bestäms med hjälp av mätt hållfasthet vid olika temperaturnivåer, se materialrapport och försöksrapport.

Ekvivalenta tiden enligt ekv. (3.4) betecknas här med index "e", eftersom endast temperaturen beaktas explicit för betongens härdning via temperaturfaktorn  $\beta_T$ , och en tekniskt riktigare benämning på mognadsåldern enligt ekv. (3.4) skulle vara "temperaturrelaterad mognadsålder" eller "temperaturekvivalent tid", men för enkelhetsskull använd i resten av denna rapport enbart "mognadsålder" respektive "ekvivalent tid". Detta förhållningssätt (med  $\beta_T$  benämnd "maturity function") är vedertaget internationellt för temperaturrelaterad härdning".

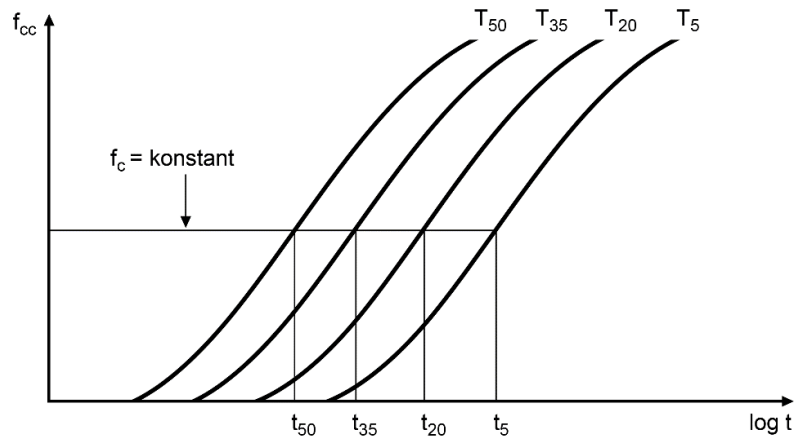
Från BHB-M noteras: "Arrheniusfunktionen är tillämplig om aktiveringsenergin  $E_a$  är konstant (Freiesleben Hansen & Pedersen (1984), [20]). För betong med portlandcement synes aktiveringsenergin,  $E_a$ , approximativt vara konstant för temperaturer över 20 °C, medan den för lägre temperaturer kan variera främst med hänsyn till bindemedel och tillsatsmedel, dvs.  $E_a(T)$ ;  $T < 20$  °C.

Temperaturberoendet försvagas dessutom vid högre hydratationsgrader, då processen blir mer och mer diffusionsstyrd. Härigenom får Arrheniusfunktionen karaktären av en godtycklig anpassningsfunktion vilket medger att enklare matematiska uttryck kan användas utan att precisionen förloras. Ett skäl för att, trots olika nya rön angående aktiveringsenergens variation, använda formel (19.3:5) (kommentar: här formel (3.4)-(3.6)) är att begreppet aktiveringsenergi då utgör en tydlig bas för beräkningar".

Strikt bör således hydratationsgraden användas som huvudparameter. Denna är dock komplex att praktiskt studera i laboratorium varvid det nyttjas att samband råder mellan hållfasthet och hydratation och speciellt temperaturberoendet, se Figur 3.3 och Figur 3.4, som är "tydligt" enligt många referenser. Detta används för att bestämma mognadsfunktionen genom att placera betongkuber i olika temperaturbad; här 5, 20, 35 och 50 °C, där medelvärdet under lagring utgör indata till utvärdering av mognadsfunktionen.



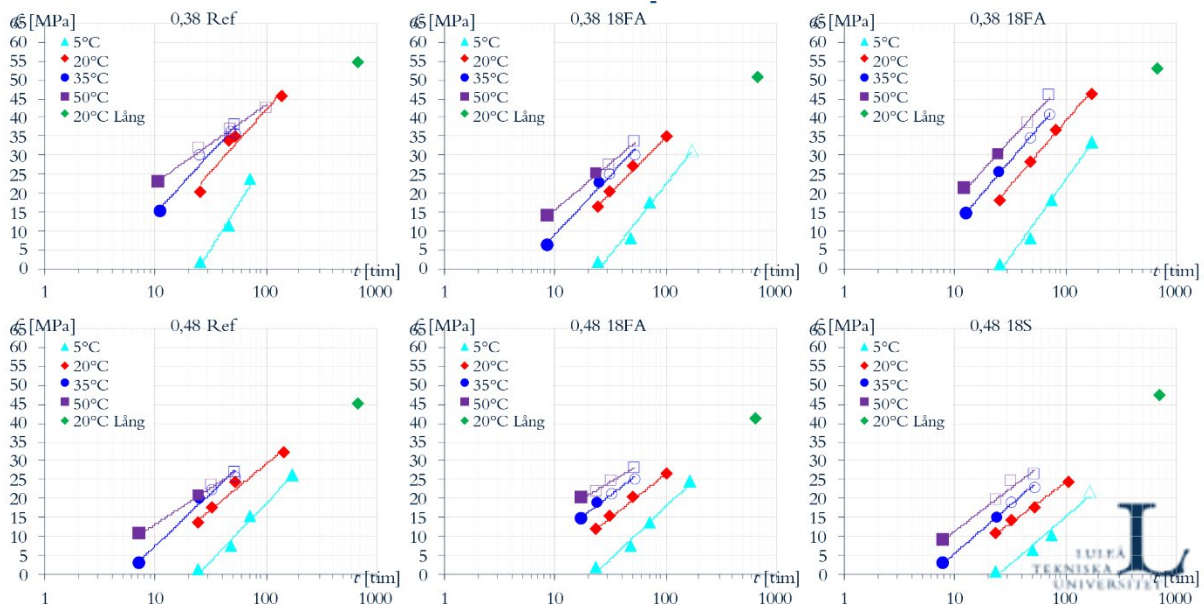
Figur 3.3 Relation mellan tryckhållfasthet och hydratationsgrad för cementpasta, uttryckt som andel kemiskt bundet vatten,  $W_n/C$ , från BHB-M (figur 19.3:1) [8].



Figur 3.4 Hållfasthetstillväxt (linjär skala) schematiskt relaterad till lagringstid (logaritmisk skala) för olika konstanta lagringstemperaturer. Hänsyn till eventuell hållfasthetstapp vid höga temperaturer inte visad. Från BHB-M (figur 19.3:2) [8].

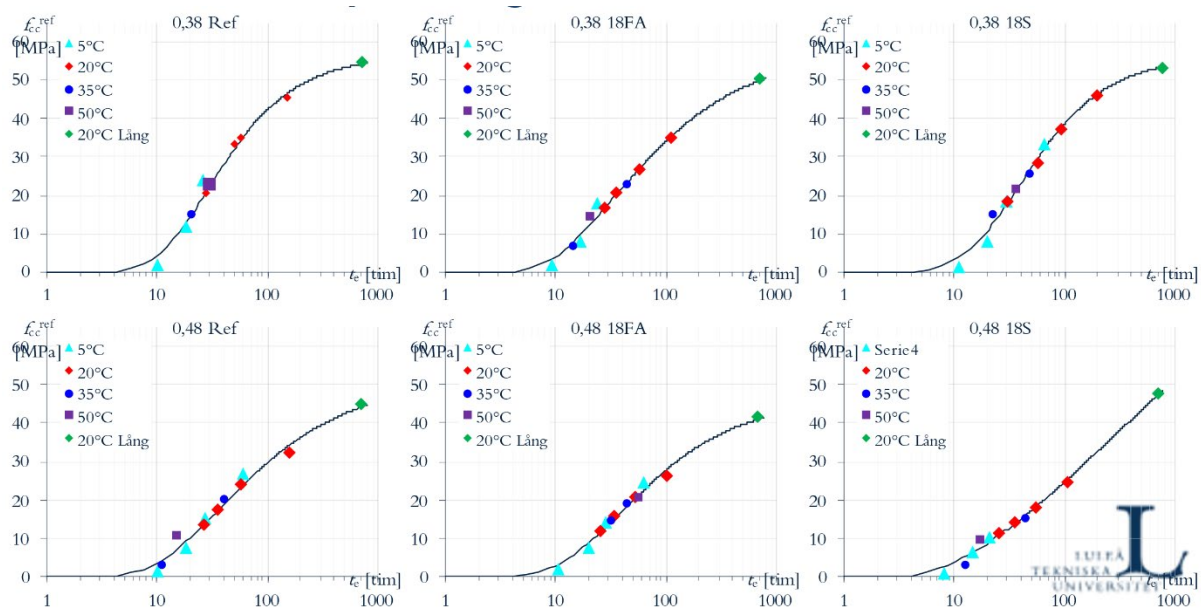
Enligt BHB -M ”Detta innebär en viss iteration, eftersom omräkningen sker med den sökta, obekanta mognadsfunktionen. Konvergensen är dock mycket snabb, och en iteration räcker vanligen”.

Genom förfarandet kan mognadstid räknas fram för varje kubprovning. Hållfasthetsutveckling presenteras då i relation till både klocktid och ekvivalent tid, Figur 3.5 – Figur 3.7. Motsvarande mognadsfunktion, dvs. temperaturfaktorn  $\beta_T$ , för betong Figur 3.7 tydliggörs i Figur 3.8. Visualisering enligt Figur 3.5 ger dessutom en överblick om effekten av bindemedelskombination och vbt på starttider vid olika temperaturer enligt tidigare resonemang, dvs. dessa erhålls genom extrapolering av värden för 20 °C ned mot ”nollan”.

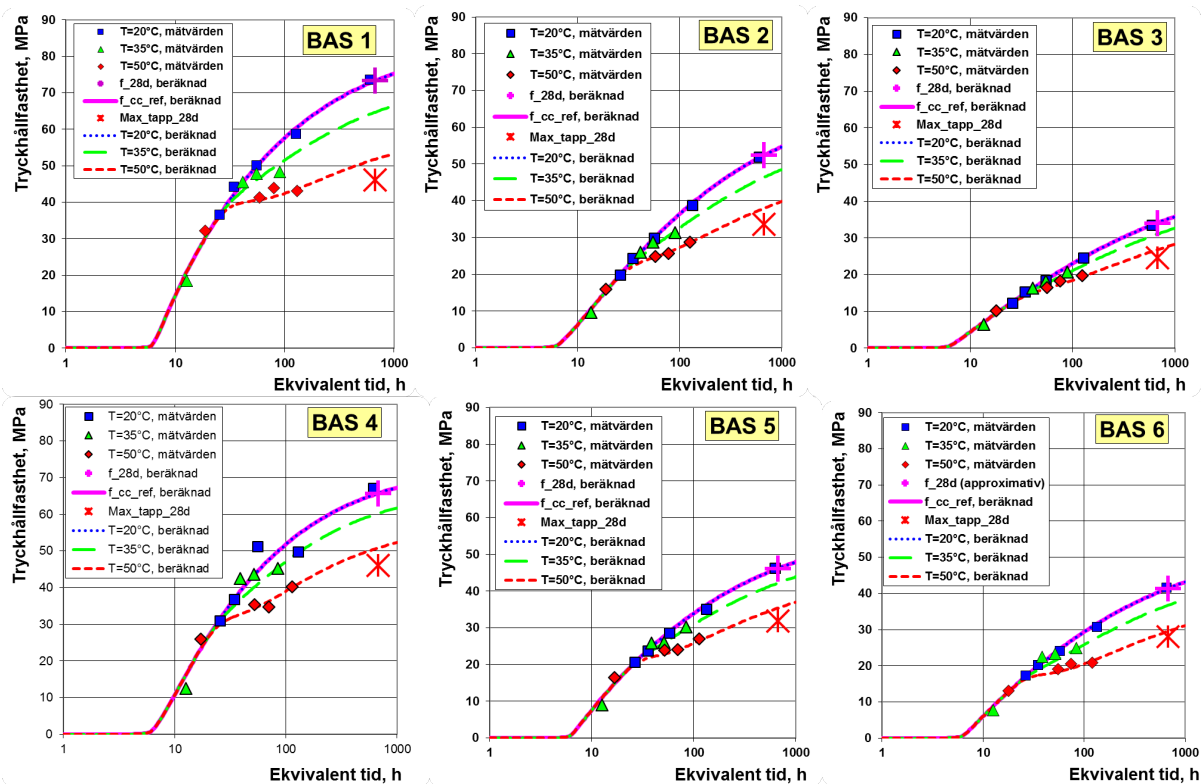


Figur 3.5 Tryckhållfasthet vid lagring i tempererade vattenbad som funktion av klocktid, betonger från BBT-projekt, se separat slutrapport.

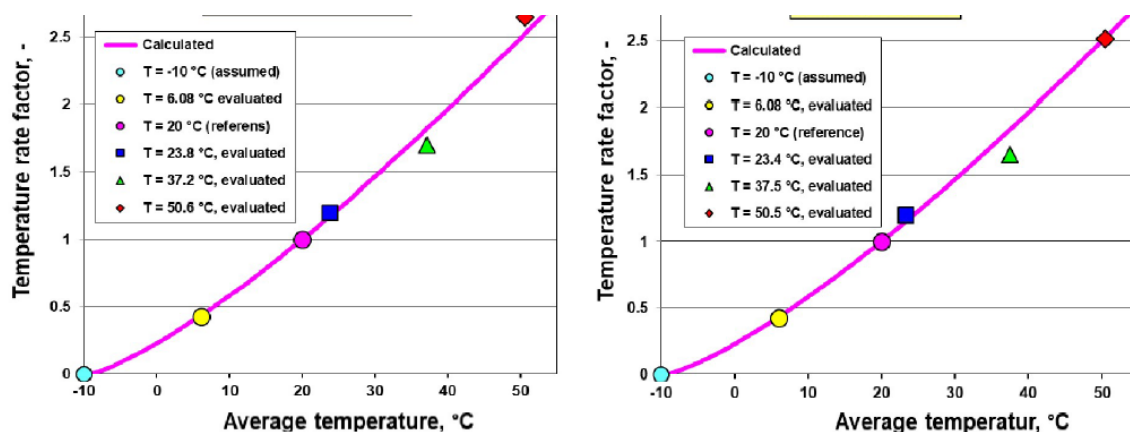




Figur 3.6 Referenshållfasthet, dvs. hållfastheter omräknade till 20 °C, som funktion av ekvivalent tid. Anläggningsbetonger BBT- projekt.



Figur 3.7 Referenshållfasthet, dvs. hållfastheter omräknade till 20 °C, som funktion av ekvivalent tid. Husbyggnadsbetonger provade 2014, se tidigare figurer i kapitel 2.



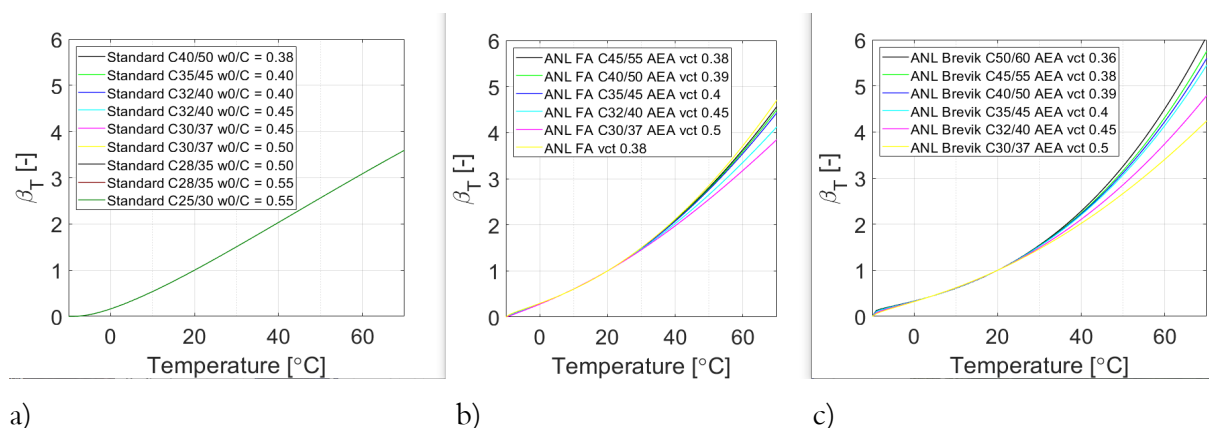
Figur 3.8 Temperaturfaktor, utvärderad och registrerad, exempel från tidigare provning av vibrerad betong (vå) och självkompakterande betong (hö).

Det är önskvärt att information redovisas ang. mätvärden dvs. vilka koefficienter som uppmätts exakt för de olika baden (5, 20, 35, 50 °C), liksom figur 3.8. I tidigare fall av mätningar vid LTU har dokumentation för temperatur < 20 °C varit något bristfällig och i vissa fall har hållfastheter inte uppmätts vid vissa temperaturnivåer utan här har man helt enkelt antagit en kurva.

Vid utvärdering, generellt och för mognadsfunktionen, är det viktigt att bedöma vilka värden som har påverkats av hållfasthetstappet, (se avsnitt 3.7), dvs. inträffande för högre temperaturer vid ca 50 % av uppnådd hållfasthet och vid en viss tid av lagring i de höga temperaturerna. Dessa värden bör uteslutas vid anpassning av de matematiska uttrycken för tendenskurva gällande för 20 °C och för framtagning av temperaturkänsligheten. Här krävs en viss erfarenhet.

Vidare är en frågeställning om temperaturfaktorn  $\beta_T$  kan ges ett generellt värde för samma bindemedelskombination oavsett vattenbindemedelstal. Om så är fallet är inte temperaturbaden nödvändiga för alla sammansättningar vilket skulle effektivisera provningen markant när flera hållfasthetsklasser ska undersökas. Enligt senare provningar bör man dock inte ansätta samma mognadsfunktion för olika vct med samma bindemedelskombination, Figur 3.9.

Huruvida det är nödvändigt med receptrelaterade mognadsfunktioner undersöks enkelt vid känslighetsanalyser med temperatur-, hållfasthets- och sprickriskberäkningar för några typsituationer. Detta har genomförts i projektet, se även kap 8.



Figur 3.9 Temperaturfaktorn  $\beta_T$  för betong med olika hållfasthetsklass (vct) och a) standardcement, b) ANL FA-cement och c) ANL Brevik-cement.

I BHB-M påpekas vikten av temperaturkänsligheten vid lägre temperaturer än 20 °C för t.ex. formrivning och risk för tidig frysning. Klimatreducerad betong med en lägre värmeutveckling

och långsammare hållfasthetsutveckling kan vara extra känslig för t.o.m. små ”avvikelser” i  $\beta_T$  jämfört med traditionell betong,

Temperaturkänsligheten dvs. omräkning av klock-tid till ekvivalent tid är ett område som är intressant speciellt med tanke på användande av nya bindemedelskombinationer. Nyligen har olika alternativa teorier lanserats och projekt startats med syfte att eventuellt direkt beräkna hydrationsgrad och tillväxten av dennas beroende av temperatur- och fuktillstånd.

### 3.7 Hållfasthetstapp

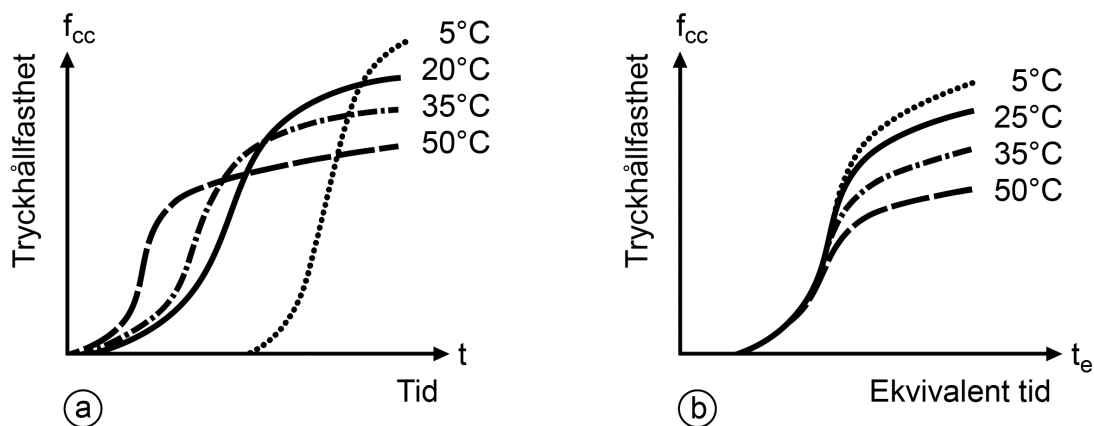
#### 3.7.1 Kommentarer delvis från BHB-M, kap. 19

Beträffande mognadsfunktionen och hållfasthetstappet noterar BHB-M:

”Betraktelsesättet synes fungera tillfredsställande upp till ca halva 28-dygnshållfastheten eller ca 2 dygn ekvivalent betongålder. Därefter påverkas hållfastheten så att höga lagringstemperaturer kan ge en långsammare hållfasthetstillväxt och lägre sluthållfasthet jämfört med lagring vid referensförhållandet  $T = 20\text{ }^\circ\text{C}$ , se Figur 3.10, och låga temperaturer kan ge högre sluthållfasthet”. ”Figur 3.10 visar även en tendens att lagring i lägre temperatur  $20\text{ }^\circ\text{C}$  ger en betydlig långsammare tillväxt från början som sedan är snabbare än för högre temperaturer. Fenomenet benämns som ”överkorsningseffekten”; ”the cross-over effect”, Fjellström et al (2012), Jonasson (1994)”.

”Att lägre temperaturer höjer hållfastheten är vanligen inget problem ur praktisk synpunkt, eftersom detta ger en extra säkerhet i de fall man önskar uppnå en viss hållfasthetsnivå.

Däremot kan hållfasthetsförlusten vid höga temperaturer vara så stor att man behöver beakta den för att uppfylla konstruktionens hållfasthetskrav. Förhöjda betongtemperaturer kan i praktiken uppkomma vid normal gjuttemperatur genom att hydrationsvärmen vid massiva och/eller välsolerade konstruktioner ger snabb temperaturökning. Höga temperatur kan även uppkomma genom att extern värme tillförs (infravärme, värmetrådar eller varmluftsaggregat), t.ex. vid vintergjutning och tillverkning av prefabricerade element”.



Figur 3.10 Typiska hållfasthetsutvecklingar för kuber lagrade i nära nog konstanta temperaturer 5, 20, 35 och 50 °C, som funktion av tid  $t$  (a) och som funktion av ekvivalent tid  $t_e$  (b), (från BHB-M, figur 19.5:1).

Vi noterar att för fallet med temperatur/krympframkallade sprickor i tidig ålder, kan fenomenet vara aktuellt för mer massiva konstruktioner där härdningstemperaturer ofta överstiger 50 a' 60 °C. En menlig påverkan sker således av draghållfasthetsutveckling vilket medför ökad sprickrisk. För vissa bindemedel uppträder tappet inte alls och för andra kombinationer är det tydligt och kan ge reduktioner med upp till 30 % av sluthållfasthet.

I BHB-M konstateras att effekten är starkt beroende av hur provkroppar härdas innan hållfasthet mäts:

”Effekten av förhöjd temperatur kan ske genom en korrigerig,  $\Delta f$ , av hållfasthet gällande för härdningstemperaturen 20 °C. Återigen reflekteras att korrigeringen är *kraftigt* beroende på *hur* exponeringen av den förhöjda temperaturen sker i laboratoriet, det vill säga vid vilken tid efter gjutning provkroppar utsätts för de höga temperaturerna. Tekniken beskriven nedan baseras på att kuber placeras i temperaturbad *direkt* efter blandning vilket således i viss mån inte är representativt för verkliga förhållanden.”

Fenomenets matematiska modellering beskrivs i BHB-M kap 19, där följande formel ansätts:

$$f_{cc} = f_{cc}^{\text{ref}} - \Delta f \quad (3.7)$$

där

$f_{cc}$  = hållfasthet efter härdning vid förhöjd temperatur

$f_{cc}^{\text{ref}}$  = utgångshållfasthet enligt tendenskurvor vid härdningstemperatur 20 °C

$\Delta f$  = hållfasthetsförlust orsakad av förhöjd härdningstemperatur.

Den reducerade hållfastheten orsakad av förhöjd härdningstemperatur beskrivs av

$$\Delta f = \gamma_{\text{drop}} \Delta_{\text{drop}28}^{\text{max}} f_{cc,28d} \quad (3.8)$$

Där

$\Delta_{\text{drop}28}^{\text{max}}$  = maximalt hållfasthetstapp vid  $t_c = 28d$  i relation till  $f_{28d}$ , vilket motsvarar mycket höga härdningstemperaturer. Parametern bestäms vid anpassning mot försök.

$\gamma_{\text{drop}} \{0,1\}$  = faktor, mellan 0 och 1, som tar hänsyn till temperaturnivån.

$f_{cc,28d}$  = parameter som bestäms vid anpassning mot försök, vanligtvis lika med 28 dygn-hållfastheten vid 20 °C.

För detaljer, se [8].

### 3.7.2 Ytterligare kommentarer

Som nämns i på olika håll är proceduren ”tidsödande” dvs. komplex och svårövergripbar. T.ex. är det svårt, för att inte säga omöjligt för ”gemene man”, att koppla utvärderade parametrar ovan till verkligt beteende. Man får helt enkelt förlita sig på beräkningsprogramms korrekthet likväl som erfarenhet hos den person som utfört analysen. Det observeras vikten av att användaren verkligen noterar rimligheten i de parametervärden som föreslås. Återkoppling bör alltid ske till uppmätta indata när väl värden på hållfasthetstappet ges i använt analysverktyg: Diagram med bakomliggande provningar, såsom i Figur 3.6 och Figur 3.10, bör således redovisas.

Tabell 3.1 nedan (från BHB-M) visar på exempel på utvärderade värden som ”ska betraktas som preliminära, eftersom de bygger på ett begränsat underlag. Exponering av de höga temperaturerna har t.ex. skett extremt snabbt vilket innebär att reduktionen  $\Delta f$  i hållfasthet i de flesta fall är överdrivet stor. Hållfasthetstappet  $\Delta_{\text{drop}28}^{\text{max}}$  är betydligt mindre om betongen utsätts för en temperaturbelastning som är mer realistisk. Det är således viktigt att dylika provningar sker under förhållanden simulerande aktuella tillämpningar så att inte felaktiga slutsatser dras”.

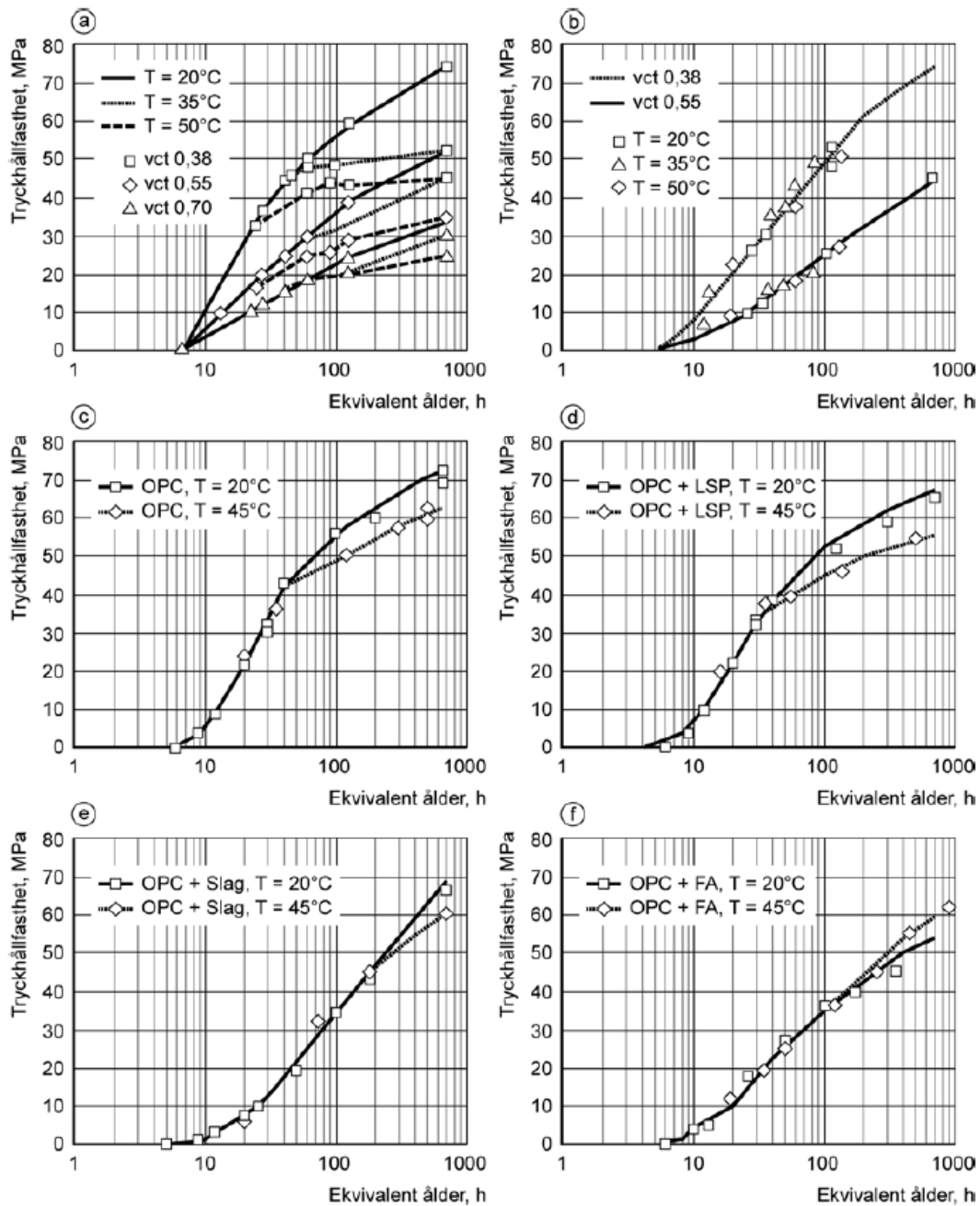
I vissa fall är tappet obetydligt, se Figur 3.11.

Fenomenet ska inte förväxlas med fenomenet försenad ettingritbildning som sker vid ännu högre temperaturer över 60 å 70 °C. Bildandet av ettingrit i den härdande betongen erhålls en svällning

som kan spräcka betongen, se Betonghandbok Material kap 26. Utredning pågår 2023–2025 inom området i parallellt svenskt projekt (RISE).

*Tabell 3.1 Hållfasthetstapp; exempel på utvärderade värden, från BHB-M ”Exempel på parametrar för beräkning av hållfasthetsförlust vid förhöjd temperatur enligt formler (19.5:1)-(19.5:11) (enligt BHB-M) genom anpassning mot försöksresultat. Exponering av höga temperaturer har skett direkt efter gjutning.”*

Betong cement, vct	Hållfasthetsreduktion					Hydratation	
	$\Delta_{drop28}^{\max}$ [-]	$Temp_D$ [°C]	$\kappa_{Temp}$ [-]	$time_D$ [h]	$\kappa_{tmc}$ [-]	$t_1$ [h]	$\kappa_1$ [-]
Byggcement 0,70	0,41	39	7	25	2,00	8,57	1,31
Byggcement 0,55	0,45	38	5	35	1,75	6,52	2,18
Byggcement 0,38	0,48	36	3	40	1,50	5,19	3,25
Anläggningscement 0,55	0	-	-	-	-	7,56	1,80
Anläggningscement 0,38	0	-	-	-	-	19,0	0,62
Bascement 0,38	0,37	36	4	34	3	5,78	3,08
Bascement 0,55	0,36	36	4	34	3	6,43	2,70
Bascement 0,70	0,38	36	4	34	3	6,52	2,40
Bascement 0,38 SKB	0,30	30	3	37	4	7,00	4,05
Bascement 0,55 SKB	0,31	30	4	37	4	6,59	2,98
Bascement 0,60 SKB	0,32	35	6	28	4	6,29	2,87
Anläggningscement FA 0,40	0,15	28,7	9	62	1,9	8,36	1,61



Figur 3.11 Hållfasthetstapp vid höga temperaturer för äldre typer av betonger med olika bindmedelskombinationer, från BHB-M kap 9 där förtydligande ges.

### 3.8 Försöksteknik

När det gäller försöksmetodik i syfte att mäta in hållfasthetsutveckling, dess temperaturkänslighet (mognadsfunktion) och eventuellt hållfasthetstapp har uppmärksammat ett antal faktorer påverkande de materialparametrar som erhålls:

- Planering och genomförande av provtagning i mycket tidig ålder bör ske noggrant så att man kan erhålla ett så relevant värde på starttid som möjligt. Provtagning bör ske så snart som möjligt efter det att öppethållandet har passerats.
- De provkuber som lagras i temperaturer lägre och högre än referenstemperaturen innebär att provtagningar måste ske under speciella tider på det första dygnet, helst även under första natten. Detta för att erhålla trovärdiga värden vid tidiga ekvivalenta tider.

Mognadsfunktionen för 5 °C (liksom för andra temperaturer) tas ju fram ur ett medelvärde för flera åldrar.

- Beträffande mognadsfunktion för högre temperaturer påverkas beteendet huruvida hållfasthetstapp sker eller inte under senare delen av hållfasthetsutvecklingen. Om så är fallet ska provningsvärden exkluderas.
- Det varma vattenbadet med, i detta fall, 50 °C lagring, innebär en extrem exponering av betongen, dvs. en påverkan som inte sker under några omständigheter i verkligheten (dvs. en temperaturhöjning från 20 °C till 50 °C på blott några minuter).
- Det har därför diskuterats att lagra de varmare kuberna i ett bad med successiv höjning av temperaturer upp till den femtiogradiga och trettionfemgradiga vattentemperaturen. Ett alternativ är även att lagra kuber enligt den styrkurva som tas fram för spänningsriegen.





## 4 Frirörelse

### 4.1 Bakgrund/modellering

Begreppet ”frirörelse” inbegriper temperaturrörelser och krympning, den senare uppdelad i självuttorkningskrympning (baskrympning, autogen krympning) och uttorkningskrympning. Inverkansgrad av de båda krympfenomen påverkas av geometri, betongtemperatur, vattencementtal och härdningsförhållande (temperatur, luftfuktighet, fukthärdning, isolering etc.). Temperaturrörelserna påverkas direkt av temperaturutvidgning/kontraktion i ballasten samt cementpastans temperaturrelaterad deformation under den jungfruliga hydratationen.

#### 4.1.1 Angående temperaturrörelse

Speciellt spänningsändringar under avkylningsfasen påverkas av storleken på temperaturrörelserna och det inses att en betong med låg längdutvidgningskoefficient är sålunda mindre benägen att spricka.

Längdutvidgningskoefficienten  $\alpha$  i tidig ålder dokumenteras genom att utsätta en fuktisolerad provkropp för uppvärmning och avsvälning motsvarande den som sker i ett representativt typfall för aktuella betong. Samtidigt lagras en provkropp i konstant temperatur för att registrera deformationer i form av autogen krympning. Korrigering sker därefter av den temperaturbelastade provkroppens deformation för att särskilja bakomliggande effekter på deformationerna.

BHB-M noterar att:

”I ett flertal tidigare undersökningar har observerats att längdutvidgningskoefficienten har andra värden under den tidiga uppvärmningen än under den efterföljande avsvälningen, se t.ex. Löfqvist (1946) [21], Emborg & Bernander (1994a, 1994b) [22], [23] som fann värden på  $\alpha$  uppemot  $12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  under uppvärmningen och  $7\text{--}9 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  under avsvälningen. Vid senare ålder uppmättes i stort sett samma värden vid uppvärmning som vid avsvälning. Vid dessa tidiga försök hade effekter av den autogena krympningen helt eller delvis förbisetts vilket förklarar skillnader i värden vid uppvärmning jämfört avsvälning. Dessa skillnader har inte observerats i senare försöksserier, se t.ex. Bjöntegaard (2000) [24], Klausen (2016) [25], Wiberg & Hedlund (2019). [18]”

”Stora variationer i längdutvidgningskoefficient föreligger på grund av betongens sammansättning, varför koefficienterna bör bestämmas i separata försök. Den autogena krympningen, dvs. självuttorkningskrympningen, förekommer alltid under försöken och har varierande dominans bl.a. beroende på vct och bindemedel, se kap. 18. Stor noggrannhet erfordras i försök liksom efterföljande utvärdering där hänsyn tas till den temperaturbelastade provkroppens snabbare tillväxt i mognadsålder jämfört med provkroppen lagrad i  $20\text{ }^\circ\text{C}$ .”

#### 4.1.2 Beträffande krympning

BHB-M kap 18 ”Krympning hos hårdnande och hårdnad betong” [10] noterar:

”Betongens krympning kan betraktas som en funktion av fuktavgången dvs. proportionell mot fukthaltminskningen i betongens porer. Krympningen är således främst en följd av cementpastans sammandragning när vattnet lämnar porsystemet och traditionellt har denna del benämnts uttorkningskrympning eller i dagligt tal endast krympning. Krympning kan även ske som en konsekvens av betongens hydratation vilket formellt betecknas autogen krympning, ofta även betecknad självuttorkningskrympning eller baskrympning i internationell litteratur.”

Vidare informeras att:

”Förenklat kan man anta att två drivkrafter orsakar de två typerna av krympning: uttorkning och hydratation. Uttorkningen ger en avvattning av porsystemet under det att hydratationen framkallar både en avvattning av porerna och en volymminskning av reaktionsprodukterna jämfört med initiala volymer av respektive beståndsdelar.

Fenomenet krympning kan för olika tillämpningar beskrivas på två sätt:

- Materialets fria krympning – den krympning som endast påverkas av materialet i sig.
- En kropps yttre fria krympning – den rörelse som observeras på en provkropp/ element.

Materialets fria krympning är en nödvändig ingångsparameter för studier av fuktgradienters inverkan på spänningar i ett element eller provkropp. Den därvid resulterande yttre rörelsen när spänningarna är i balans över tvärsnittet i provkroppen utgör den yttre fria krympningen.” (slut citat).

En kommentar till ovan är att, eftersom uttorkningskrympningen är olinjär över tvärsnitt av provkroppar beroende på uttorkningens fördelning över tvärsnittet, kan en yttre uppmätt krympning inte betraktas som en materialparameter. Vi får ett tydligt storleksberoende vid mätningar i laboratoriet; ju mindre provkroppar desto närmare ett beteende liknande materialet i sig. Fenomenet med ojämn krympning över tvärsnitt har t o m. inneburit att krympprismor spruckit efter några månader pga. ytspänningar av olikformig krympning.

För fallet ung betong är fokus på autogen krympning (baskrympning) eftersom uttorkningskrympningen i de flesta anläggningstillämpningar sker långsamt för de tvärsnitt som oftast är fallet. Undantag finns, t.ex. pågjutning på brobaneplocka och tunna stödmurar. BHB-M [8] visar några beräkningsexempel där uttorkningskrympning i sig och tillsammans med hög fastlåsning har stor inverkan på sprickrisk för så tunna tvärsnitt.

Det observeras att autogen krympning sker i stort sett homogent i strukturen om inte hydratationen är för ojämn över tvärsnitt dvs. om temperatur och därigenom ekvivalent ålder skiljer sig markant under hårdnandet.

#### 4.1.3 Kommentarer från utvärderingsrapporter (författare Jonasson)

Följande noteras i dessa utvärderingsrapporter:

”För en temperaturbelastning som motsvarar en 0,7 m vägg mäts deformationerna för provkroppen, och de rörelser man utvärderar är justerade med hänsyn till deformationsgivarnas egen rörelse vid variabel temperatur. Dessutom mäts rörelsen för en nära konstant temperatur. Med nära konstant temperatur avses att det aldrig går att undvika en mindre temperaturhöjning i en betongkropp av realistisk storlek på grund av den egenvärme som bildas. På detta sätt får man en uppfattning om rörelsen både vid nära konstant temperatur och för en temperaturvåg som liknar vad som sker i en verklig konstruktion.

Vid utvärderingen av frirörelseförsöken fås en bestämning av både den fria temperaturrörelsen och den autogena deformationen (s.k. baskrympning), dvs. den krympning som sker inne i en konstruktion på grund av självuttorkningen.

Töjning vid variabel temperatur (temperaturrörelsekoefﬁcienter) beskrivs av:

$$\frac{\partial \varepsilon_T^0}{\partial t} = \alpha_T \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.1)$$

med

$$\alpha_T = \begin{cases} \alpha_{\text{Heat}} & \text{för } \frac{\partial T}{\partial t} \geq 0 \\ \alpha_{\text{Cool}} & \text{för } \frac{\partial T}{\partial t} < 0 \end{cases} \quad (4.2)$$

där

$T$  = betongens temperatur

$t$  = realltid

$\epsilon_T^0$  = betongens temperaturrörelse

$\alpha_{\text{Heat}}$  = betongen temperaturutvidgningskoefficient

$\alpha_{\text{Cool}}$  = betongen temperaturkontraktionskoefficient

Den autogena krympningen  $\epsilon_{\text{SH}}^0$  beskrivs av

$$\epsilon_{\text{SH}}^0 = \exp\left(-\left[\frac{t_{s1}}{t_c - t_{s0}}\right]^{\eta_{\text{SH}}}\right) \epsilon_{\text{SH}} \quad \text{för } t_c > t_{s0} \quad (4.3)$$

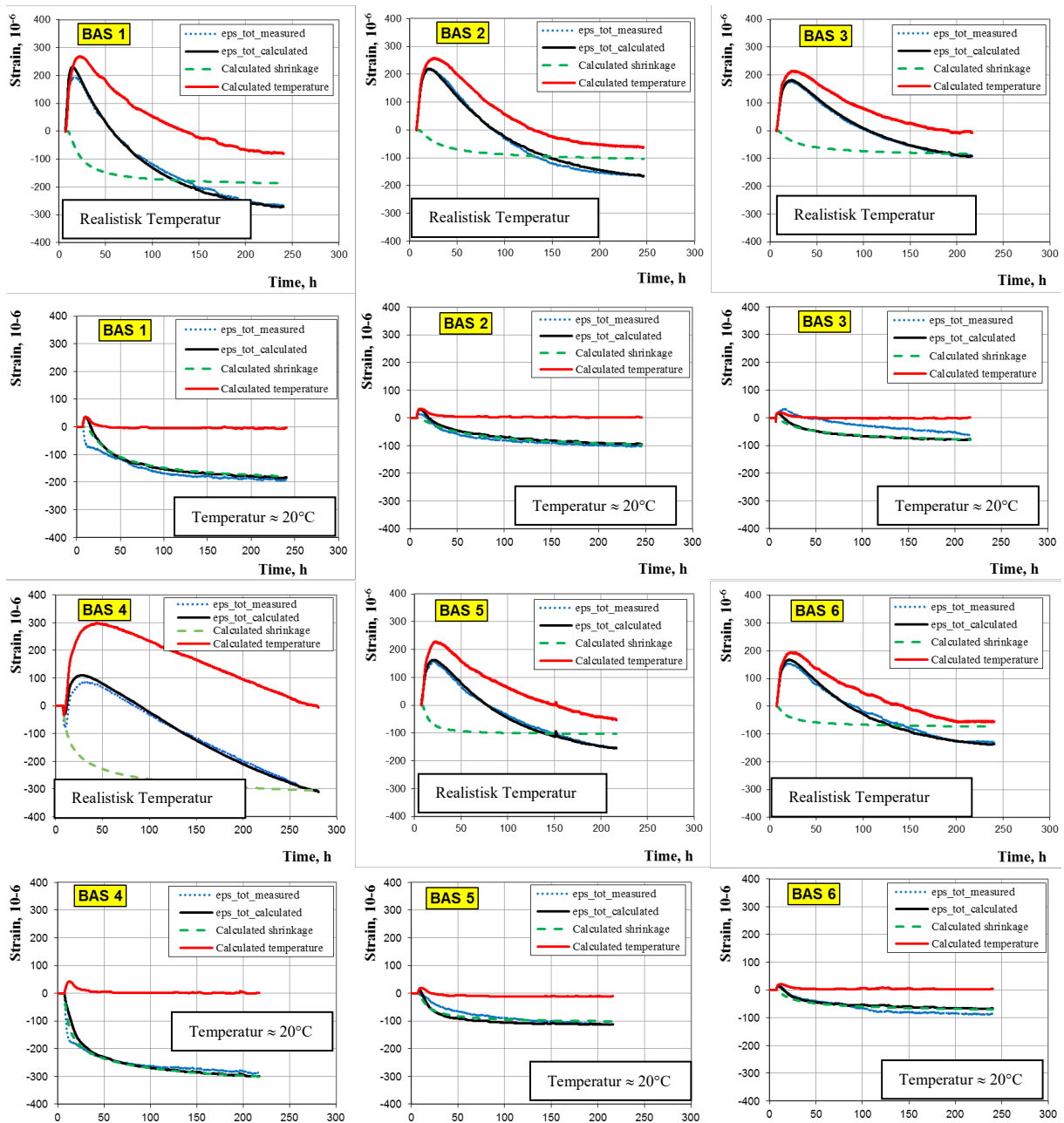
där  $\epsilon_{\text{SH}}$ ,  $t_{s0}$ ,  $t_{s1}$  och  $\eta_{\text{SH}}$  är anpassningsparametrar” (slut citat, se även avsnitt 4.2)

#### 4.1.4 Anpassning långtidsegenskaper krympning baserat på korttidstidsförsök

Det är alltså frågan om en anpassning av i ekv (4.3) till korttidstidsförsök som sker under ca 14 dagar. Detta sker med fyra parametrar. Slutvärdet har man följaktligen mycket liten kännedom om. Även tidsfunktionen blir svår att modellera, ibland t.o.m. en gissning. Den varierar starkt eftersom baskrympningen är i direkt proportion till hydratationen. Observationer från tendenser i hållfasthetsutveckling kan ge ledtrådar, se kapitel 3.

Från tidigare materialrapporter vid LTU kan vissa iakttagelser göras beträffande utvärderat slutvärde och dess tidsfunktion. Bl.a. får den tidigare presenterade betongen BAS1, traditionellt vibrerad S4, en annan autogen krympning (slutvärde) jämfört med BAS 4, självkompakterande betong, S2, se Tabell 4.1 och Figur 4.1, trots att hållfasthetsutveckling är mycket likartad, se Figur 3.7. Notera även helt annorlunda tidsfunktionsparametrar för anläggningsbetongen.

Intressant är att studera hur detta stämmer in på andra utvärderingar under längre tid, se t.ex. resultat presenterade i BHB-M i nästföljande avsnitt.



Figur 4.1 Deformationer vid temperaturbelastning (temperaturrörelse och autogen krympning) och vid ca 20 °C (endast autogen krympning); anpassning och mätningar försök, Jonasson (2014).

Tabell 4.1 Exempel på anpassningsparametrar temperaturrörelse och autogen krympning för husbyggnadsbetonger med Bascement och en anläggningsbetong, från Jonasson (2014).

Recept	$\alpha_{\text{Heat}}$ [10 <sup>-6</sup> /°C]	$\alpha_{\text{Cool}}$ [10 <sup>-6</sup> /°C]	$\epsilon_{\text{SH}}^{\text{ref}}$ [10 <sup>-6</sup> ]	$t_{s0}$ [h]	$t_{s1}$ [h]	$\eta_{\text{SH}}$ [-]
Anl PP C30/37	9,6	9,6	-100	4	2,11	1,14
BAS 1, vibr 0,38	8,5	10,5	-210	8	30	0,85
BAS 2, vibr 0,55	9,0	11,0	-140	8	50	0,6
BAS 3, vibr 0,70	8,0	10,0	-120	8	40	0,5
BAS 4, SKB, 0,38	8,0	10,0	-400	8	10	0,4
BAS 5, SKB, 0,55	8,0	10,0	-110	8	10	0,8
BAS 6, SKB, 0,60	8,0	10,0	-90	8	20	0,55

## 4.2 Autogen krympning enligt Betonghandbok

I BHB-M kap 18 noteras följande av allmän karaktär:

”Den autogena krympningens vid en viss tid,  $\epsilon_{a0}(t)$ , simuleras som en relation till en definierad slutkrympning genom en tidsfunktion:

$$\epsilon_{a0}(t) = \epsilon_{sa\infty} \beta_{sa}(t) \quad (4.4)$$

där

$t$  = betongens ålder [d]

$\epsilon_{sa\infty}$  = referensvärde, slutvärde, för den autogens krympningen

$\beta_{sa}(t)$  = relativt tidsförlopp för den autogena krympningen ( $\beta_{sa}(1\text{d}) = 0$ )

(slut citat)

Vid skrivandet av kapitlet fanns tillgång till tidigare versioner av betonghandboken samt handbok för högpressterande betong, Äldre referenser från sent 90-tal nyttjades. Tyvärr var tillgång knapphändig till officiella rapporter kring mätningar på svenska betonger med högre vct under senare tid. Detta försvårade uppdatering av textmassan.

Beträffande *tidsförloppet* ges i BHB-M ett tidigare relativt tidsförlopp beskrivet enligt, Hedlund (1996, 2000) [14], baserat på uttryck om reaktionsgrad i Norling Mjörnell (1997) [26].

$$\beta_{sa}(t) = \exp\left(-\left[\frac{t_{a1}}{t-t_a}\right]^{0,3}\right) \quad (4.5)$$

där

$t_a = 1\text{d}$  = starttid för nollställning av autogen krympning

$t_{a1} = 5\text{d}$  = tidsparameter som betraktas som konstant för betong med vct < 0,5

Om temperaturen avviker från 20 °C, kan  $t$  liksom  $t_a$  och  $t_{a1}$  ersättas med motsvarande värden enligt temperaturberoende ekvivalent mognadstid,  $t_{\text{ekv}}$ .

Som framgår av Figur 4.2a blir det relativa tidsförloppet mellan 1 d och 1000 d för vct = 0,25 och vct = 0,40 nästan lika, varför ekv. (4.5) kan anses representera autogena krympningens

tidsförlopp för en generell betong med  $v_{ct} \leq 0,4$  á  $0,5$ . Detta förenklar modelleringen. Givetvis förekommer avvikelser för andra kombinationer av bindemedel vid dessa låga vattencementtal och en viss försiktighet bör därför iaktas vid modellering av tidsförloppet.

Enligt Jonasson & Persson (1994) [27] ”är det möjligt att använda sig av ekvationen och, baserat på försöksobservationer i logaritmisk tidsskala, välja olika värden på anpassningsparametern  $t_a$  med vetskapen om att kurvformen inte ändras.”

Ekv. (4.5) kan jämföras med ekv. (4.3) ovan som ger större frihet genom att  $\epsilon_{su}$ ,  $t_{s0}$ ,  $t_{s1}$  och  $\eta_{SH}$ , (motsvarande  $t_a$ ,  $t_{a1}$  och exponenten som fått värdet 0,3 i ekv (4.5)), kan anpassas mot försök, dvs. benämns anpassningsparametrar i diverse rapporter. Detta är en viktig iakttagelse och vid utvärderingar av försök utförda vid LTU anpassas parametrarna kontinuerligt.

I betonghandboken har inte parametrarna varierats utan man har utgått från grundvärdena enligt tidigare förlaga.

Fortsättningsvis noteras från BHB-M:

”För högre vattencementtal och med andra cementtyper (Byggcement och Anläggningscement) observeras att tidsfunktionen har ett annorlunda förlopp, se Figur 4.2b och c. I tidigt skede är den autogena krympningen långsammare och det är först efter mycket lång tid funktionen når värden som i viss mån överensstämmer med beteendet hos de låga  $v_{ct}$  enligt Figur 4.2a. Med ökat  $v_{ct}$  är, som nämnt tidigare, andelen små porer i tidigt skede mindre vilket i sin tur reducerar krympningen även om självuttorkningen är densamma. Inverkan av vattencementtal är tydlig i dessa försöksserier.

För aktuella försök förslår BHB-M följande linjära uttryck med avseende på logaritmisk tidsskala, se figurerna.

$$\beta_{sa}(t) = 0,127 \ln(t) \quad (4.6)$$

Det inses att en bättre modellering av tidsfunktionen hade kunnat erhållas om anpassning skett av ekv. (4.3) med individuella värden för de aktuella betongerna enligt ovan. Vid en sådan övning bör parametrarna ges logiska ändringar av värden dvs. för en betongsammansättning med långsam hydratation och för ett högt  $v_{ct}$  exempelvis enligt Figur 4.2c. Ett dilemma är att tidsfunktionen inte kan nå 1 inom de tidsförlopp som är realistiska i aktuella försök för ung betong. T.ex. finns i Figur 4.2b mätningar under tre år vilket är sällsynt länge och mycket ovanligt i svensk forskning. Då anses tidsfunktionen ändå bara har nått värdet 0,8.

Starttiden är viktig i sammanhanget. Alltför ofta startas försöken alldeles för sent, dvs. när hydratationen definitivt pågått en viss tid, se avsnitt 4.3.

Beträffande *autogena krympningens slutvärde*, ofta nämnt *referensvärde*  $\epsilon_{sa\infty}$  i BHB-M, ( $\epsilon_{su}$ , i ekvationer materialrapporter), kan inte denna anses vara en ”anpassningsparameter”.

Tidigare utvärdering för låga och mycket låga  $v_{ct}$  ( $< 0,4$ ) mot försök (Persson (1998) [28] gav följande uttryck (Jonasson & Persson (1994)) [27]:

$$\epsilon_{sa\infty} = \left( -0,68 + 1,37 \frac{W}{B} \right) \cdot 10^{-3} \quad (4.7)$$

där

$$W = \text{vattenhalt, kg/m}^3$$

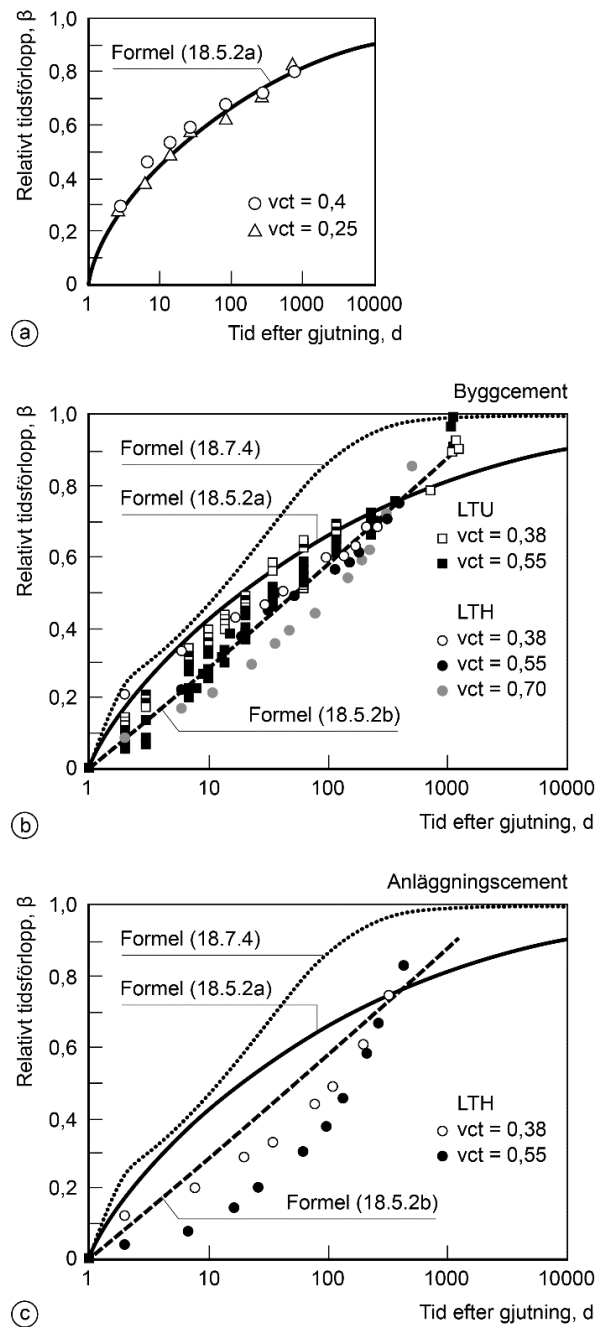
$B$  = bindemedelshalt, t.ex. C+Si, kg/m<sup>3</sup>

I BHB-M har vid senare utvärdering för försöksrader med högre vct, rapporterade av Nilsson & Johansson (2017) [29] och Fjellström & Jonasson (2013) [13], ett annorlunda uttryck tagits fram

$$\varepsilon_{\text{sa}\infty} = \left( -0,55 + 0,50 \frac{W}{B} \right) \cdot 10^{-3} \quad (4.8)$$

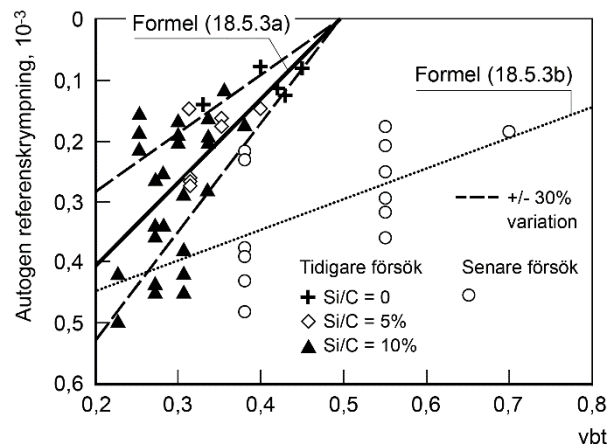
Uttrycken visas i Figur 4.3 som belyser den mycket stora spridningen i försök som kan erhållas i autogen krympnings slutvärde vid skillnader i betongsammansättning, även vid samma vct. Det senare försöksunderlaget ger en synbar autogen krympning även för höga vattencementtal, vilket även observerats på annat håll, medan i det mer än 20 år gamla försöksunderlaget iakttas att slutvärdet i stort sett är noll vid vct = 0,5.

Noteringen är ingen överraskning eftersom många parametrar påverkar resultat från krympförsök, t.ex. betongsammansättning, blandnings- och försöksförhållanden. Kritiskt är även att kunna upprepa förutsättningarna i längre försöksrader, se t.ex. Jonasson (1994a) [16]. Betong med lägre vct har en högre andel små porer innebärande en flack fuktisoterm, varför det är lätt att föreställa sig att allt som påverkar porstruktur och isotermens utseende kommer påverka krympningens storlek.



Figur 4.2 Autogen krympnings relativa tidsförlopp a) enligt ekv. (4.5) med gällande parametervärden i jämförelse med data enligt Hedlund (2000) [14] och Norling Mjörnell (1997) [26] baserat på reaktionsgrad. b) och c) enligt ekv. (4.6) i jämförelse med data från Nilsson & Johansson (2013) [29] och Fjellström & Jonasson (2013) [13]. I figur b och c visas även tidsfunktion enligt Model Code (formel (18.7:4), från BHB-M. med motsvarande beteckningar (18.5.2a)  $\rightarrow$  (4.5), (18.5.2b)  $\rightarrow$  (4.6).



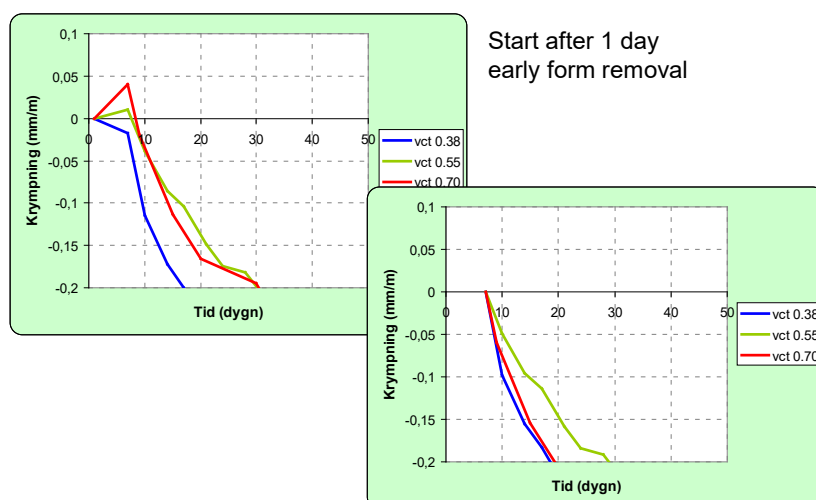


Figur 4.3 Autogen referenskrämpning för tidigare utvärderade betonger (Jonasson & Persson (1994)) [27], Anl Degerhamn med tillsats av silikastoft, respektive senare utvärdering, Nilsson & Johansson (2013) [29] och Fjellström & Jonasson (2013) [13], Byggcement utan tillsatser enligt figur 18.5:1b. Ekv. (4.7) och (4.8) (18.5:3a) och (18.5:3b) samt spridning  $\pm 30\%$  vid tidigare utvärdering.

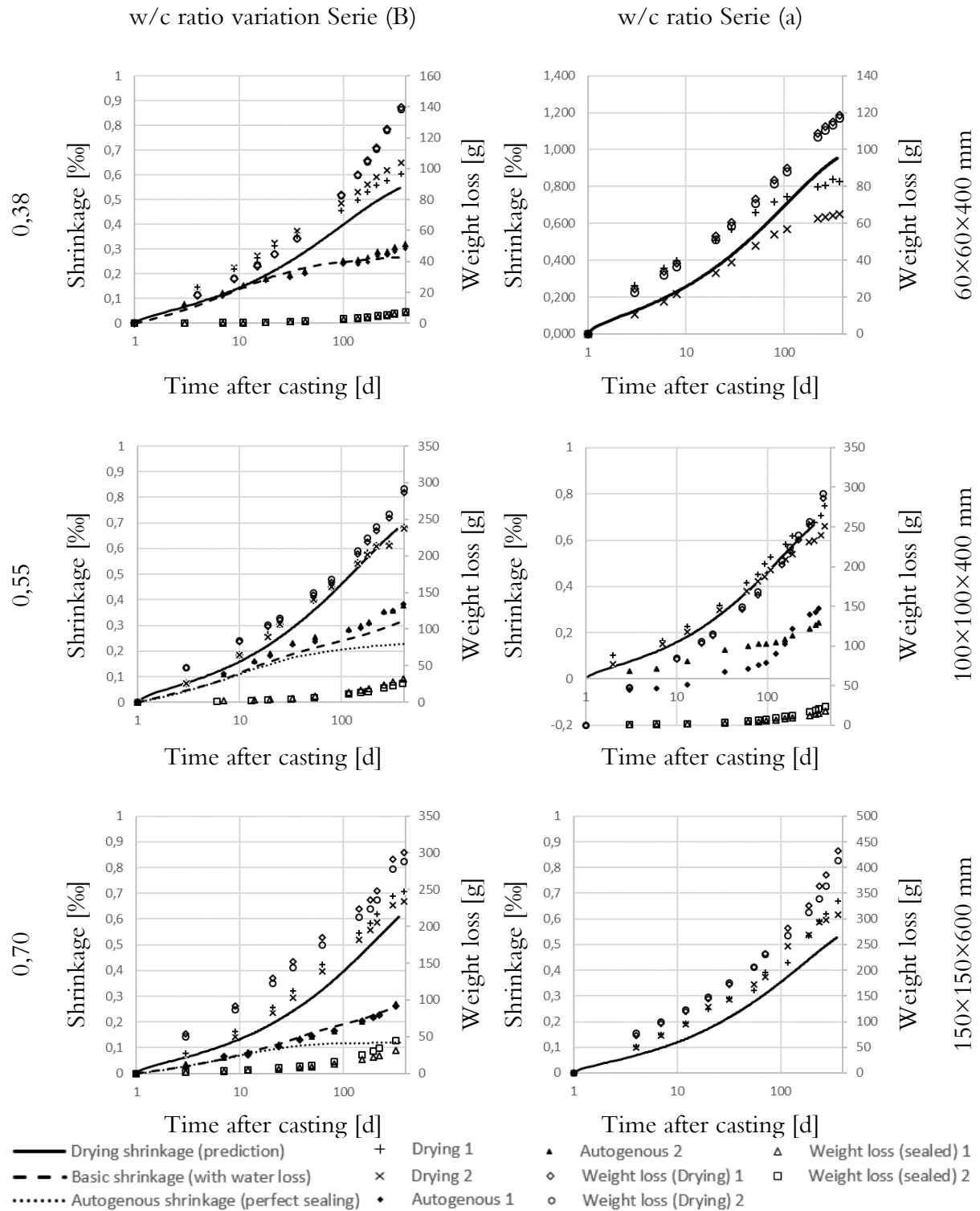
### 4.3 Reflektioner

Ur ovan inses att den autogena krämpningens variation kan vara mycket stor på grund av försökstekniska förhållanden, t.ex. blandning, starttid av försök i relation till öppethållandetid och hur länge försöken pågår. En effekt av starttid observeras i Figur 4.4 - ett exempel angående mätning av uttorkningskrämpning (där autogen alltid är närvarande). Flera andra exempel från försök visar att stor diskrepans erhålls om man missar timmar av hydrationsförloppet. Inte sällan har mätningar startats upp emot 20 timmar efter gjutning, dvs. 5-8 timmar efter öppethållandetid och start av hydratation. Då kan 30-40 % av den autogena krämpningen redan skett.

Försök från vissa laboratorier visar även på läckage i autogena krämpförsök vilket har detekterats genom viktninskning. Dylika resultat kan i viss mån approximativt efterjusteras, se Figur 4.5. Försöken i figuren visar att uttorkningen tar fart rätt tidigt även för betonger med högt vct. Man observerar 0,2 promille total krämpning redan efter 10 dygns mätning varav ca 0,15 promille för autogen, dvs. ca 30 % utgör bidrag från uttorkning. För högre vct är uttorkningsbidraget större, dvs. förväntad fördelning mellan krämptyperna erhålls.



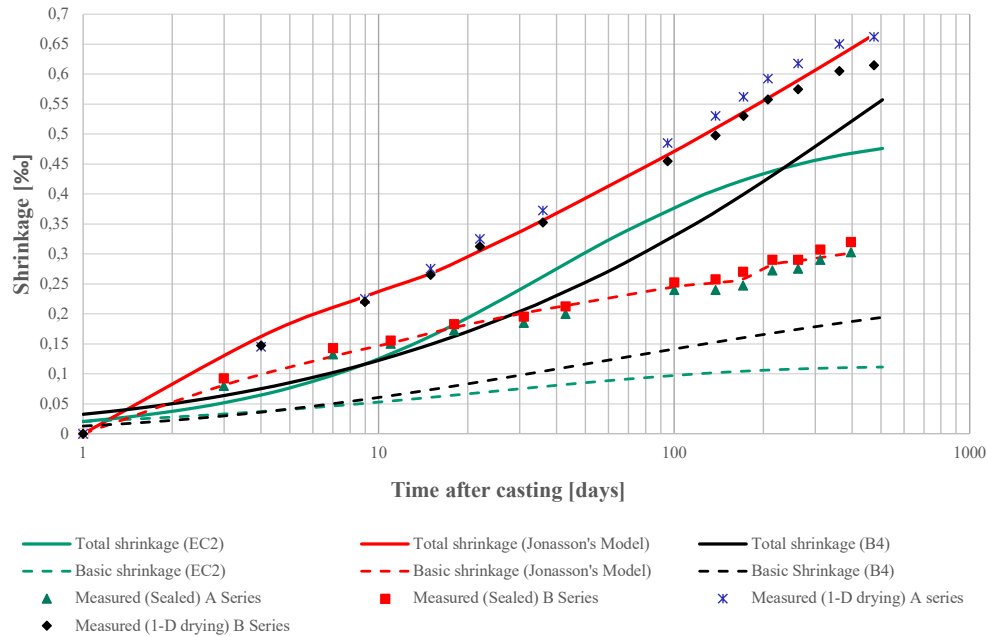
Figur 4.4 Effekt av (alldeles för) sen starttid enligt svensk standard vid uppmätning av uttorkningskrämpning (där alltid autogen krämpning är närvarande).



Figur 4.5 Krympning (uppmätt och beräknad) och vattenminskning (mätt genom vägning) i relation till tid efter gjutning. För baskrympningsmätning är en viktninskning observerad genom ett mindre läckage av fuktisolering. Därför har en justering av värden skett baserat på erfarenhet: autogen krympning (perfekt isolering) vilket kan jämföras med baskrympning (med vattenförlust), Cyron et al (2020).

Forskning vid LTU har visat hur krympningen kan beräknas med några förekommande modeller, se Figur 4.6. I BHB-M visas dessutom 5 modellsystem; baserat på vattenhalt,

handboksmetod högpresterande betong, handboksmetod normalbetong, MC Code och Bazant B4 modell (Rilem metod). Det beskrivs även hur man kan ta fram modellparametrar från korttidsförsök.



Figur 4.6 Total krympning (autogen krympning och uttorkningskrympning), och autogen krympning; jämförelser tre modellsystem med försök. Betong: C45/55,  $v_{ct} = 0,38$ , Bascement, Cyron (2021).

Från ovan konstateras att det således är viktigt att både autogen krympning och uttorkningskrympning registreras på ett relevant sätt.

I Stelmarcyk, Rapp, Hedlund (2022) (SBUF projekt 14016) [31] observeras en ekvation för den autogena krympningens allra tidigaste skedet där det ansätts en linjär utveckling med tid. Vilka värden som är lämpliga för  $\epsilon_1$ ,  $t_{e0}$  och  $t_{SH}$ , kan inte utläsas från referensen liksom bakomliggande försök och analys.

$$\epsilon_{SH} = \begin{cases} 0 & \text{för } t_c < t_{e0} \\ \epsilon_1 \frac{t_c - t_{e0}}{t_{SH} - t_{e0}} & \text{för } t_{e0} \leq t_c < t_{SH} \\ \epsilon_1 + \beta \epsilon_{ref} \cdot \exp\left(-\left(\frac{t_{e0}}{t_{e0} - t_{SH}}\right) \eta_{SH}\right) & \text{för } t_c \geq t_{SH} \end{cases} \quad (4.9)$$

där

$t_c$  är ekvivalent ålder

$t_{e0}$  är start-tid; före denna sker ingen krympning

$t_{SH}$  är ekvivalent ålder då övergång sker från linjär funktion till exponentialfunktion

$\epsilon_1$  är anpassningsparameter representerande maximal krympning för linjär del

$\epsilon_{ref}$  är anpassningsparameter representerande maximal krympning för exponentiell del

$t_{s0}$  är anpassningsparameter

$\eta_{s0}$  är anpassningsparameter

Det noteras att, genom enligt ekv. (4.9) sker en indelning i förloppet i två skeden, kan inte  $t_{SH}$  och  $\varepsilon_{ref}$  definieras på samma sätt som motsvarande parametrar i formler (4.3) och (4.5). Det noteras här att maximal krympning benämns som en anpassningsparameter i [31].

#### 4.4 Försöksmetodik

Tre huvudutmaningar föreligger beträffande försök för inmätning av baskrympning:

- att säkerställa att ingen uttorkning sker av provkroppen.
- att säkerställa att man kan mäta in den allra tidigaste deformationen direkt efter det att öppethållandetiden passerats och deformationerna huvudsakligen härrörs från hydratationen, dvs. den kemiska krympningen. (Här sker även en parallell plastisk uttorkning och tillhörande plastisk krympning, vilken måste särskiljas).
- att approximera krympningen vid "oändlig tid", dvs. referenskrympningen.

## 5 Viskoelastiska egenskaper (elasticitet och krypning)

### 5.1 Allmänt

Modellering av den unga betongens snabbt föränderliga elastiska egenskaper och krypning (dvs. viskoelastiska egenskaper) ställer stora krav på de försök som kartlägger fenomenen och efterföljande analyser. Inverkan från de viskoelastiska egenskaperna på egenspanningarnas är stor, liksom övriga mekaniska egenskaper, se kommentar i BHB-kap 9:

”Noggrannheten vid analys av fukt- och temperaturinducerade spänningar samt vid analys av påkänningar av andra överlastar beror till stor del på hur man lyckats beskriva den unga betongens spännings- och deformationssamband, krypning och gränstjörning. Sambandet mellan spänning och tjörning ger information om elasticitet samt olinjärt beteende vid höga spänningsnivåer, speciellt i drag, det sistnämnda beskrivet med brottmekaniska parametrar. Gränstjörning dokumenterar betongens deformationskapacitet vid brott, en väsentlig parameter vid beräkning av säkerhet mot t.ex. uppsprickning.”

### 5.2 Generell modellering

Känt är att krypning definieras som den deformation som sker över tiden för en belastad betongkropp. Vanligen separeras elastiska och tidsberoende deformationer för att modellera den totala tjörningen:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{c0}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} (1 + \varphi(t, t_0)) \quad (5.1)$$

där

$t$  = tiden (betongåldern) då tjörningen studeras

$t_0$  = tiden (betongåldern) då pålastningen sker

$\varepsilon_c$  = betongens totala tjörning

$\varepsilon_{c0}$  = betongens elastiska (”momentana”) tjörning vid pålastning

$\varepsilon_{cc}$  = betongens kryptjörning

$\sigma_c$  = pålagd betongspänning

$E_c$  = betongens elasticitetsmodul

$\varphi(t, t_0)$  = betongens kryptal

Alternativt beskrivs total tjörning genom att ange hela tjörningen per pålagd spänningseenhet nyttjande kompliansen,  $J_c(t, t_0)$  [ $\text{Pa}^{-1}$ ]:

$$J_c(t, t_0) = \frac{\varepsilon_c(t, t_0)}{\sigma_c(t_0)} \quad (5.2)$$

Ekvationen kan i sin tur delas upp i momentan del och krypdel

$$J_c(t, t_0) = \frac{\varepsilon_c(t, t_0)}{\sigma_c(t_0)} = J_{c0}(t_0) + J_{cc}(t, t_0) \quad (5.3)$$

där den momentana töjningen ges med en effektiv elasticitetsmodul

$$J_{c0}(t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} \quad (5.4)$$

För studierna av ung betong används traditionellt kompliansen definierad enligt ekv. (5.3) genom att ”försöken utvärderas med en effektiv  $E$ -modul för belastningsvidden  $= t-t_0 = 0,001$  d med följande samband” (citad materialrapport LTU):

$$E_c(t_0) = \begin{cases} 0 & t_{cT} \leq t_S \\ \frac{1}{J(t_0 + 0,001t_0)} = E_{c28} \cdot \exp\left(s_E \left(1 - \sqrt{\frac{28-t_S}{t_{cT}-t_S}}\right)\right) & t_{cT} > t_S \end{cases} \quad (5.5)$$

där  $t = t_{cT}$ , då tidsskalan, här dygn, för momentan deformation och krypning är relaterad till ekvivalent tid.

Till detta adderas den tidsberoende delen,  $J(t, t_0)$ , se avsnitt 5.3 nedan.

$E$ -modulssambandet kan relateras till följande Model Code formel (med tidsskalan timmar):

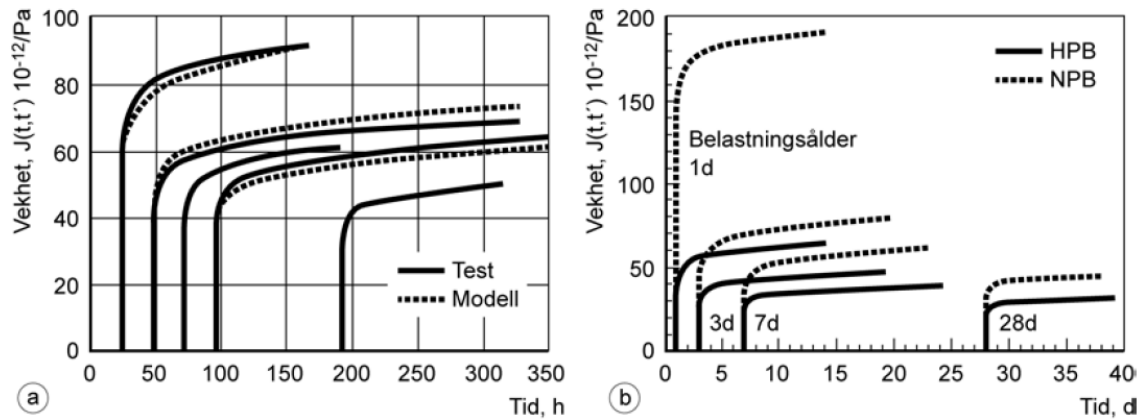
$$E_c(t_0) = E_c(28) \cdot \left\{ \exp\left(s \left(1 - \sqrt{\frac{672-t_{c0}}{t_c-t_{c0}}}\right)\right) \right\}^{\eta_E} \quad (5.6)$$

där  $E_c(28)$  är elasticitetsmodulen vid 28 dygn och  $\eta_E$  kan approximativt ges värden 0,3-0,45 och där  $s$  och  $t_{c0}$  kan fastställas från formler för hållfasthetsutveckling (se BHB-M, kap 9).

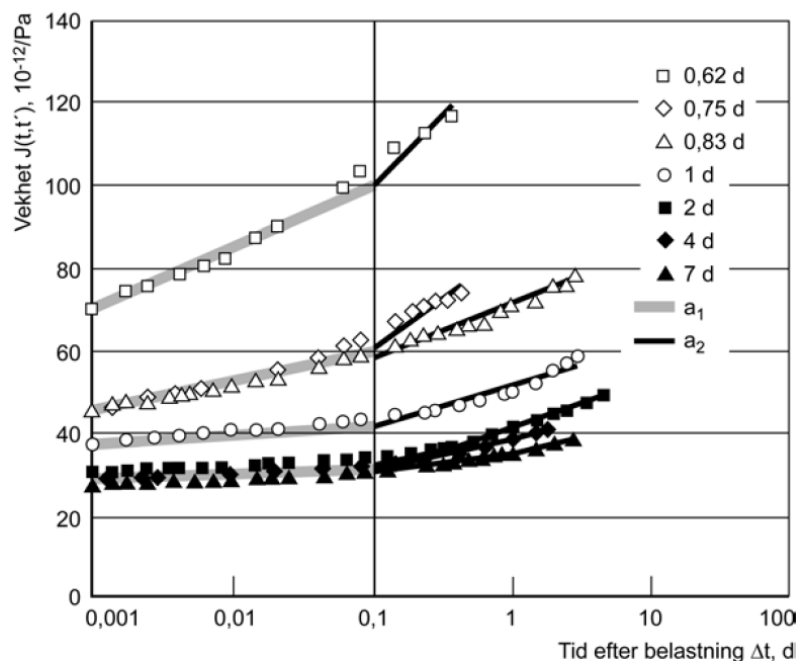
### 5.3 Ung betongs viskoelastiska egenskaper, relaxation

Kännetecknande för viskoelastiska egenskaper i tidig ålder är den tydliga inverkan av belastningsålder,  $t'$ , (alt  $t_0$ ), se Figur 5.1. Betong med lågt  $\nu t$  innebär vid tidig belastning logiskt mindre momentan deformation (dvs. högre elasticitetsmodul) och lägre kryphastighet än normalpresterande betong, se Figur 5.1b. Figur 5.2 visar komplianser vid stigande betongålder som funktion av belastningstid  $\Delta t = t-t'$  (alt  $\Delta t = t-t_0$ ) i logaritmisk skala, där första tiden, dvs. tiden för elastisk del definierats till 0,001 d enligt ekvation (5.3), (5.5) och (5.6).

Relaxation, dvs. spänningsavlastning under pålagd konstant töjning, är större ju yngre betongen är, se Figur 5.3. I Figur 5.3a är relaxationen uttryckt som relativ tryckspänning där värdet 1 anger den spänning som erhålls momentant när töjningen ansätts. Efterföljande reduktion av spänning beror således på att ”spänningarna kryper bort”.



Figur 5.1 Viskoelastiska egenskaper uppmätta i försök uttryckt i vekhet, dvs. komplians  $J(t, t')$  hos a) normalpresterande anläggningsbetong och b) normal och högpresterande betong, från BHB-kap 9



Figur 5.2 Komplians,  $J(t, t')$ , i tidig ålder vid laboratorieförsök som funktion av belastningstid,  $\Delta t = t - t'$  i logaritmisk skala, från BHB-M kap 9.

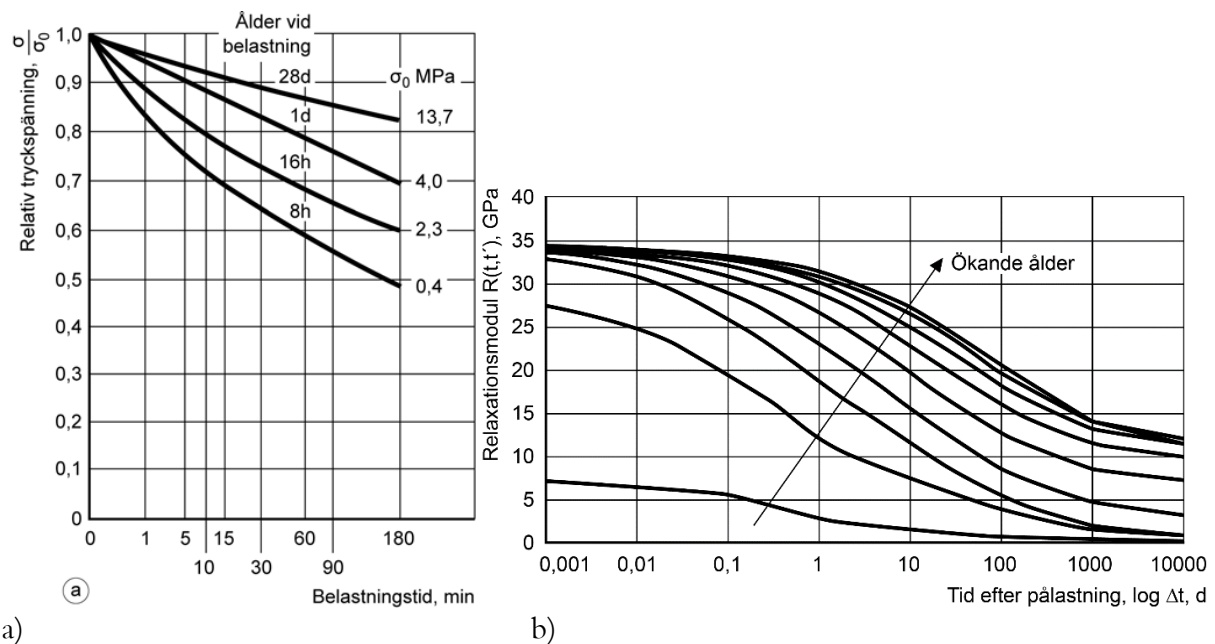
Kap 9 BHB-M informerar att:

”Konvertering av krypdata till s.k. relaxationsformler eller s.k. relaxationspektra innebär att särskilda krav ställs på indata, dvs. försöksdata eller kompliansmodeller. Det är dessutom i försök önskvärt att kunna reducera antalet tider för applicering av last eftersom varje belastningsförsök i tidig ålder tar ett större antal dagar att genomföra och kräver stor omsorg”.

Ovan kan kommenteras: det är uppbyggnaden av den beräkningsmodell som ska användas vid strukturberäkning av spänningar som föranleder användning av relaxationsegenskaper. En konstitutiv modell baserad på fjäder och dämpare, s.k. differentiell metod (avsnitt 6.4 och t.ex. BHB-M avsnitt 19.9:4), är överlägsen andra metoder baserade på superpositionsprincip, åldersrelaterad effektiv  $E$ -moduls metod etc. beträffande korrekthet, effektivitet, minskat lagringsutrymme etc. Ofta sker i stället för den sedvanliga modelleringen med vekhetsformulering, denna med uppdelning i elastisk del och krypdel, dvs. ekv. (5.2) och (5.1).

Processen för framtagning av relaxationsegenskaper innebär analys av viskoelastiska egenskaper och formulering av en ansats i form av s.k. krypspektrum. Detta möjliggör interpolering och

försiktig extrapolering av egenskaper för vidare omfång av belastningsålder och belastningsvidd (dvs. tid efter belastning) än de som provats, se Figur 5.4.

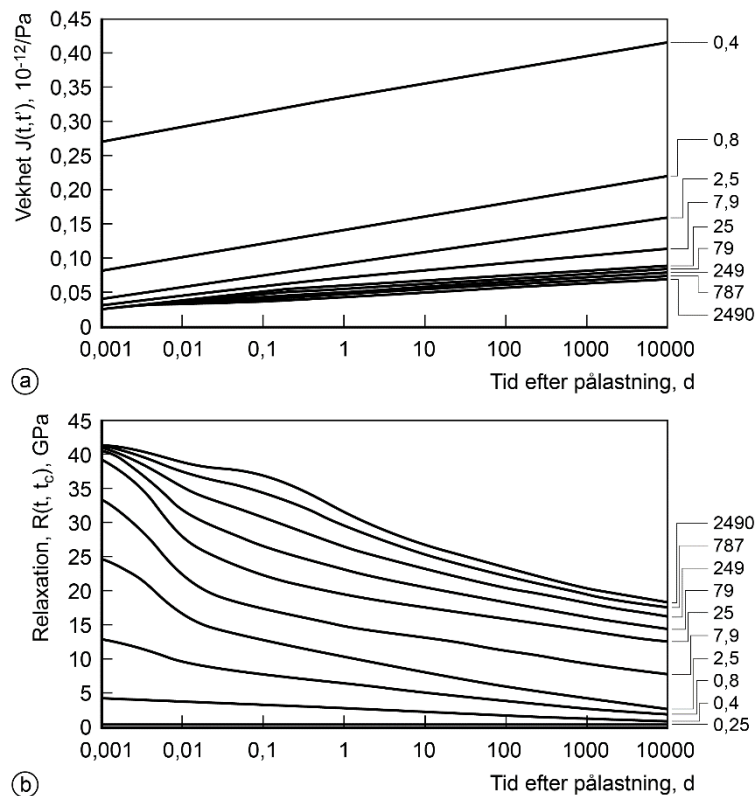


Figur 5.3 Relaxation som funktion av belastningstid vid olika åldrar vid belastning, a) från BHB-M kap 9 b) från BHB-M kap 19. (ursprungsreferens a): Wierig (1971), normerad med avseende på elastisk deformation b): Larson (2003) [32], Larson & Jonasson (2003) [33]. [34]).

Ur Figur 5.4 observeras det tydliga åldersberoendet, dvs. den tidiga låga elasticitetsmodulen och snabba krypningen i kompliansspektrumet innebärande låg spänning och snabb spänningsreduktion i relaxationsspektrumet. Tillstyvnaden sker snabbt: jämför t.ex. belastningsåldrar före och efter 1 dygn.

En korrekt framtagning av relaxationsspektrum förutsätter att inga dragspänningar uppträder lång tid efter pålastning för någon av belastningsåldrarna; dvs. att negativa värden felaktigt fås i Figur 5.4.





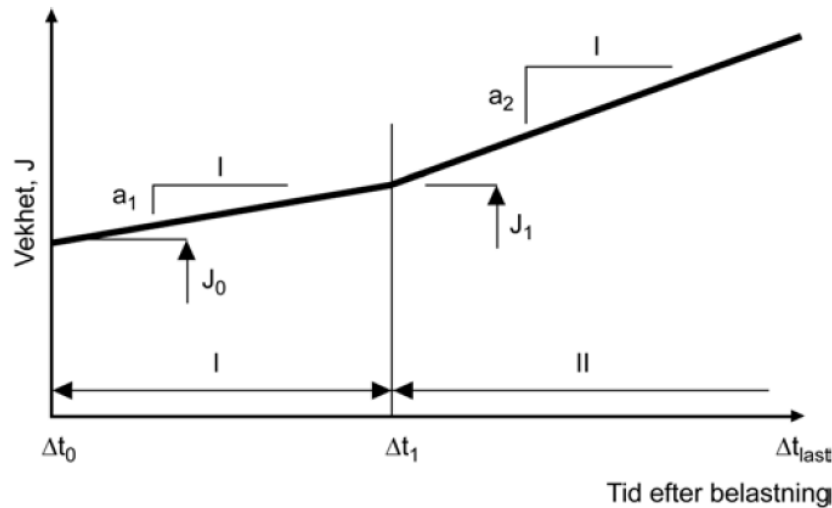
Figur 5.4 (19.6:10 i BHB-M). a) Spektrum av komplians (vekheth) och b) spektrum av relaxation för olika pålastningsåldrar [d] för belastningstid i logaritmisk skala; pålagd spänning i fall a) pålagd töjning i fall b). Baserat på utvärdering från försök; Bascement,  $vct = 0,38$ ,  $C = 470 \text{ kg/m}^3$ .

Konverteringen från komplians till relaxation kan utföras på olika sätt. Numeriska metoder är förutsättningen, se t.ex. Emborg (1989) [35], Jonasson (1994) [16]. Programmet RELAX utför denna konvertering, Jonasson & Westman [37]. Indata kan vara olika krypmodeller och rena försöksdata. Utmaningen är att indatformatets korrekthet (dvs. spektrat av vekheth enligt Figur 5.4a) är väsentligt för att överhuvudet taget åstadkomma ett trovärdigt relaxationsspektrum. En annan utmaning är att antal belastningsåldrar i indata egentligen bör vara tämligen omfattande, vilket kräver oralistiskt försökombfång medförande kostnadsökningar och tidsåtgång

LTU har funnit en lösning på detta: Larson (2003) [32] och Larson & Jonasson (2003) [33], [34] utvecklade en modell där försöksbehov beträffande antalet belastningar kraftigt kan reduceras. Genom att ansätta en stegvis linjär modellering av vekheth i belastningstid i logaritmisk skala, Figur 5.2, kan lutningen, dvs. den tidsberoende deformationen hållas under kontroll för olika belastningsåldrar. Detta visas i Figur 5.5 där man observerar en tendens av två linjära beteenden för kortidskrypning respektive långtidskrypning i logaritmisk skala där brytpunkten,  $\Delta t_1$ , synes i stort sett vara oberoende av belastningsålder. Modellen har fått namnet Linjära Logaritmiska Modellen, LLM, och gör det möjligt att på ett kontrollerat sätt kunna beskriva hela spektrumet av komplianser, dvs. krypspektrumet i Figur 5.4 med ett mindre antal försök – resten kan interpoleras och extrapoleras försiktigt.

Denna förmåga har inte kunnat påvisats med andra modeller för viskoelastisk modellering i tidig ålder.

Vekheten, dvs. kompliansen, för korttids- resp. långtidskrypning modelleras med LLM enligt:



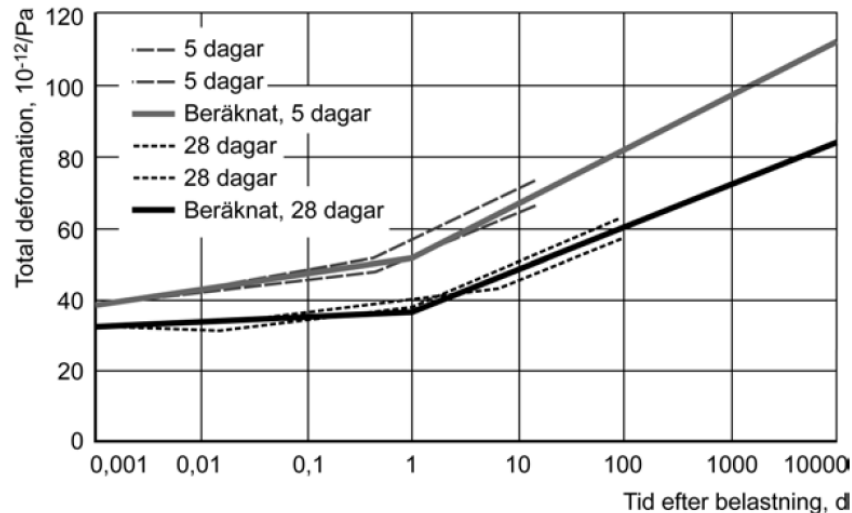
Figur 5.5 Illustrering av utveckling av krypegenskaper med belastningstid genom antagning av två linjära delar: I – korttidskryppning och II – långtidskryppning med individuella lutningar  $a_1$  och  $a_2$ . BHB- M kap 9, ursprungligen från Larson (2003) [32]. (I figuren noteras att tidsskalan anges som  $\Delta t_{last}$ ,  $\Delta t_0$  och  $\Delta t_1$  vilket inte är korrekt, jfr benämning i ekv (5.7))

$$J_c(t, t_0) = \begin{cases} \frac{1}{E_c(t_0)} + a_1 \cdot 10 \log\left(\frac{t-t_0}{0,001}\right) & 0,001d \leq t-t_0 \leq t_{bryt} \\ \frac{1}{E_c(t_0)} + a_1 \cdot 10 \log\left(\frac{t_{bryt}}{0,001}\right) + a_2 \cdot 10 \log\left(\frac{t-t_0}{t_{bryt}}\right) & t-t_0 > t_{bryt} \end{cases} \quad (5.7)$$

där det således, beroende av belastningsvidden, definieras ett uttryck för rät linje för  $t-t_0 \leq t_{bryt}$  och för  $t-t_0 > t_{bryt}$  ett uttryck för två räta linjer i logaritmisk tidsskala  $t-t_0$ .

Anpassningar av koefficienter  $a_1$  respektive  $a_2$  sker medelst tidigare nämnda Excelprogram alternativt. YoungCon och efterföljande beräkningar med RELAX ger numeriska värden på respektive fjäder och dämpare som indata till beräkningsprogram för strukturanalys.

I tidigare arbeten vid LTU har endast två försök nyttjats för ung betong, t.ex. enligt Figur 5.6. LLM har ansetts innebära en modellering av det viskoelastiska beteendet med tillräckligt hög noggrannhet, såväl uttryckt i komplians som i relaxation. Vid försök under senare åren har utökning skett till tre åldrar: 1 d, 5 d respektive 14 d. (Fler belastningsåldrar kan vara önskvärda men innebär, enligt ovan tids- och kostnadskrävande provningsutvidgningar).



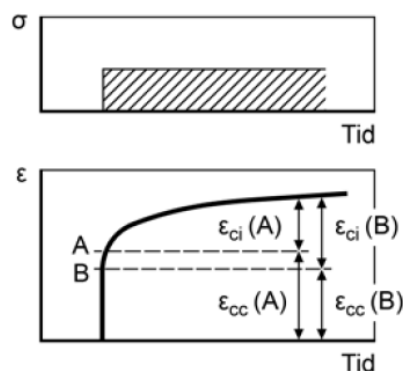
Figur 5.6 Modellering av kryptdata, komplians, med två belastningsåldrar med Linjära Logaritmiska Modellen i jämförelse med försök, från BHB-M

BHB-kap 19 noterar att:

”Speciellt för ung betong är det vid utvärdering av försöksresultat komplicerat att särskilja den momentana deformationen från den tidsberoende, Figur 5.7. Detta beror på att tidsberoende deformationer *alltid* förekommer till en viss grad även vid försök där momentana deformationen endast studeras.”

”Storleken på elasticitetsmodulen och kryptfunktionen är således beroende av belastningshastigheten och utvärderingssättet, varför försöksresultat bör utvärderas och bedömas under noggrant beaktande av försöksförhållandena. Den momentana deformationen representeras av en punkt på en nästan vertikal del av deformationskurvan, Figur 5.7, och det kan vara komplicerat att exakt fastslå punkten; likväl kan punkt A respektive B gälla. Det är väsentligt att tydligt dokumentera särskiljningspunkten”.

Vid aktuella utvärdering från Thysell-laboratoriet uppträder denna utmaning i stort sett vid varje detaljanslys av försök, vilken har kunnat hanteras genom hög noggrannhet och inblick i tidigare analyser av kryptförsök.



Figur 5.7 Vid utvärdering av kryptförsök särskiljs ofta mellan momentana, elastisk, deformation,  $\epsilon_{ei}$ , och kryptning  $\epsilon_{cc}$  för framtagning av elasticitetsmodul och kryptal. Från BHB- M, kap 19.

Det noteras att man egentligen inte behöver lägga ned för mycket tid på definitioner av elastisk deformation respektive tidsberoende deformationer vid utvärdering av försök. Det är den totala vekheten, dvs. kryptspektrat, som ger underlaget för transformering till relaxatonspektra som i sin tur utgör indata till den konstitutiva modelleringen av egenspanningarna.

Dock kan frågor och tveksamheter uppträda vid efterkontroll av egenskaper, t.ex. vid jämförelser mellan olika betongblandningar. Då kan olika definitioner av brytpunkt mellan elastisk del respektive tidsberoende del varit fallet i den praktiska utvärderingen. Slutresultat, t.ex.  $E$ -modulusutveckling, kan bli missvisande.

Generellt beträffande viskoelastiska egenskaper är det viktigt att tydlig transparens föreligger angående hur modellering har skett hos det verktyg som är fallet, t.ex. FE program. Det förekommer att de viskoelastiska egenskaperna i tidig ålder modelleras tämligen styvmoderligt i olika beräkningsprogram.

Många modeller för elastiska och tidsberoende egenskaper är i vissa fall inte alls anpassade för den snabba egenskapstillväxten som sker i den unga betongen. Dessutom är flera av dem inte utformade för aktuella bindemedel i vårt land t.ex. Några innehåller koefficienter för detaljuppbyggnad av aktuellt betongrecept i stället för de funktionella egenskaper som betongreceptet innebär. Många är dessutom inte alls kalibrerade mot försöksresultat på aktuell betong och så vidare.

Inom forskning vid LTU upptäcktes några av dessa anomalier tidigt och speciella modellanpassningar etablerades mot försöksresultat vid pålastning av den unga betongen, se t.ex. Emborg (1989) [35]. I ett senare skede, efter omfattande forskning beträffande viskoelasticitet i tidig ålder, valdes att applicera den nämnda Linjära Logaritmiska Modellen ovan vilken under ca 20 års användning har visat sig ge god överblick och vederhäftighet vid anpassning mot försök och därigenom trovärdig modellering för den tidiga åldern. Förfaringsättet är tämligen likt det som rekommenderas vid anpassning av hållfasthetsutveckling (avsnitt 3.5).

## 6 Egenspänningar – viskoelasticitet, olinjaritet

### 6.1 Modellering av egenspänningar

Analys av egenspänningar och sprickrisk av temperatur och krympning behandlas t.ex. i kap 19 BHB Material där det noteras att:

”Beräkning av egenspänningar och sprickrisker bör ske under hänsynstagande till alla i avsnitt 19.1:1 nämnda effekter. På byggplatsen kan sprickrisken indirekt sedan kontrolleras med hjälp av temperaturmätning, som är en praktiskt hanterbar ställföreträdande kontrollmetod i fält. Även deformationsmätningar kan utföras.”

”Nämnda effekter” visas i Figur 19.1:1 i BHB-M, och Figur 2.1 i BBT-rapport 4 [5], där det i denna demonstreras hur egenspänningar och sprickrisker kan beräknas i fem steg:

1. Definition av allmänna förutsättningar: konstruktion, materialegenskaper, tänkbara eventuella åtgärder.
2. Bestämning av temperaturutvecklingen, genom beräkningar, diagram/databaser eller genom mätningar. Bestämning av autogen krympning/uttorkningskrympning.
3. Uppskattning/beräkning av tvångssituationen.
4. Beräkningar av spännings- eller töjningsförhållanden; maximal dragspänning eller dragtöjning jämförs med draghållfastheten respektive dragbrottöjningen.
5. Uppskattning av sprickrisken gärna baserad på partialkoefficienter, vars inverser; spännings- eller töjningsförhållandena, inte ska överskridas.

Om sprickrisken är för hög väljs en lämplig åtgärd genom att t.ex. minska temperaturutvecklingen, och/eller tvånget och nya beräkningar sker enligt kedjan. Ofta görs startberäkningar utan någon speciell åtgärd.

Grundläggande är den beräkningsmodell som ansätts, dvs. modell för strukturberäkning. Genomgång sker i [5] av tillgängliga metoder och modeller: 1) enkla överslagsmässiga metoder; (dvs. temperaturrelaterade, töjningsrelaterade och spänningsrelaterade samband), 2) samband baserade på superpositionsprincipen och 3) differentiella metoder. Fördelar och nackdelar finns med varje modell.

#### *Överslagsmässig metod*

För överslagsmässigt spänningsbaserat samband att dragspänningen uttrycks som relation till avsvälning efter s.k. nollspänningstemperatur  $T(t_2)$ , temperaturrörelse, effektiv  $E$ -modul alternativt komplians och graden av tvång (fashållning)  $R$ , [5]:

$$\sigma_t = \alpha_c \Delta T \cdot E_{\text{eff}} \cdot R = \alpha_c (T(t_2) - T_u) E_{\text{eff}} \cdot R = \alpha_c (T(t_2) - T_u) \frac{R}{J(t, t')} \quad (6.1)$$

#### *Superpositionsprincipen*

För metod baserad på superpositionsprincipen formuleras spänningsändringen  $\Delta\sigma_r$  för ett tidssteg  $t_{r-1}$  till  $t_r$ :

$$\Delta\sigma_r = E_r''(\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r'') \quad (6.2)$$

Första termen avser det traditionella sambandet mellan töjning multiplicerad med aktuell styvhet, dvs. Hookes lag. Den andra termen avser bidrag från temperaturrörelse och krympning samt spänningsminskning genom relaxation av tidigare uppbyggd spänning.

En detaljering ger:

$$\Delta\sigma_r = \frac{\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r'' - \sum_{s=1}^r \Delta J_{r,s-0,5} \cdot \Delta\sigma_s}{J_{r,r-0,5}} \quad (6.3)$$

där

$\Delta\sigma_r$  = spänningsändringen under tidssteget  $t_{r-1}-t$

$\Delta\varepsilon_r$  = ändringen av den yttre totala deformationen (t.ex. eftergivlighet hos stöd)

$E_r'' = 1/J_{r,s-0,5}$  effektiv elasticitetsmodul för en under tidssteget påförd belastning

Spänningsminskningen på grund av relaxation av hittills uppbyggda spänningar uttrycks i ekv. (6.3) separat genom summeringstermen i ekvationen med vektorsfunktioner där  $\Delta\sigma_s$  är tidigare spänningsinkrement och  $\Delta J_{r,s-0,5}$  är ändringar av krypbelopp för tidigare påförda belastningar. [8].

Här uppträder nackdelen med metoden; man måste spara alla tidigare spänningsändringar, i en FEM beräkningar för varje element, vilket kräver mycket stort utrymme. Dessutom måste alla bidrag i spänning vara linjära, dvs. Hookes lag måste gälla. Detta är inte fallet vid höga dragspänningsnivåer enligt tidigare.

#### *Differentiell formulering*

Med uttryck i differentiell form uppträder inte problemen med lagring av alla spänningsändringar såsom är fallet för superpositionsprincipen. Dessutom kan icke linjära effekter vid hög spänningsnivå och effekter av höga temperaturnivåer inkluderas, se t.ex. Emborg (1989) [35].

Med användande av reologiska modeller, figur 6.1, kan samband av differentiell form uttryckas. Seriekoppling av Kelvin-element eller parallellkoppling av Maxwell-element leder till formler som är lämpliga för programmering och har därför använts i ett flertal sammanhang.

Maxwellmodellen innebär att spänningsändringen under ett tidssteg kan uttryckas enligt följande (vilket är likvärdigt med formel (6.2), se t.ex. Bazant & Wu (1974), Bazant & Chern (1985), [35], [16]:

$$\Delta\sigma_r = E_r''(\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r'') \quad (6.4)$$

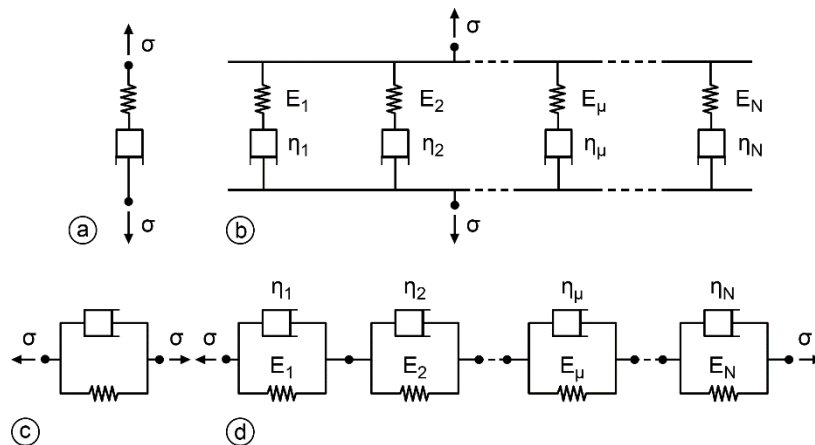
där

$\Delta\varepsilon_r$  = ändringen av den totala deformationen,  $\Delta\varepsilon_{r+1}-\varepsilon_r$

$\Delta\varepsilon_r''$  = ändring av lastoberoende deformationer  $\Delta\varepsilon_r^0 + \sigma_r''/E_r''$ , där  $\Delta\varepsilon_r^0$  = deformation av temperaturrörelse och krympning och där  $\sigma_r''/E_r''$  = effekt av relaxation av uppbyggd spänning på liknande sätt som ekv. (6.2).

$E_r''$  = effektiv elasticitetsmodul eller s.k. relaxationsmodul

$\sigma_r''$  = uppbyggd spänning



Figur 6.1 figur 19.9:3 i BHB-M). Reologiska modeller för beskrivning av viskoelastiska deformationer: a) ett Maxwell-element, b) flera parallellkopplade Maxwellelement, c) ett Kelvin-element, d) flera seriekopplade Kelvinelement.

Ekvationen kan med inkludering av icke linjära effekter vid höga dragspänningar (kap 7) omformuleras till [35]:

$$\Delta\sigma_c = B(\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r'' - \Delta\zeta_r'') \quad \frac{1}{B} = \frac{1}{E''} + \frac{1}{D''} \quad (6.5)$$

där

$D$  = modul för sprickbildning som tar hänsyn till olinjära effekter

$\Delta\zeta_r''$  = ändring av icke elastiska deformationer pga. mikrosprickbildning

Denna modellering medger ett hänsynstagande till brottmekaniska effekter, beteende vid avlastning etc hos den unga betongen. Visualisering kan ske genom att lägga till ett sprickelement i serie med Maxwell-elementen, se även [35]. Metodiken ingick i ett tidigt beräkningsprogram för egenspanningar, TEMPSTRE-N.

En alternativ förenklad modellering av icke linjära effekter sker i mjukvaran för Contest Pro enligt text nedan (vilken är hämtat från tidigare materialrapporter LTU). Justering sker av elasticitetsmodulen  $m$  h t olinjära effekter.

Spänningsberäkningen sker i Contest Pro som stegräkning i tid, och för beräkning från tiden  $t_i$  till tiden  $t_{i+1}$  kan spänningsändringen från  $\sigma_i$  till  $\sigma_{i+1}$  direkt uttryckas av den konstitutiva ekvationen enligt:

$$\sigma_{i+1} = \sigma_i + \Delta\sigma_{i+1} \quad (6.6)$$

med

$$\Delta\sigma_{i+1} = E_{i+1}^{\text{tot}}(\Delta\varepsilon_{m,i+1} - \Delta\varepsilon_{i+1}^0) \quad (6.7)$$

där

$E_{i+1}^{\text{tot}}$  = total fiktiv elasticitetsmodul inklusive krypning under tidssteget samt tillämpning av icke-linjär arbetskurva. Se ekv (6.8) och figur 7.3

$\Delta\varepsilon_{m,i+1}$  = ändring av spänningsrelaterad "material"-töjning under tidssteget

$\Delta\varepsilon_{i+1}^0$  = total icke-elastic deformation under tidssteget,

*Kommentar:* det noteras att ekv. (6.7) är en direkt omformulering av ekv. (6.4) genom differentiering till tidssteg, dvs. parametrarna ovan är liktydiga med motsvarande i ursprungsekvationen, här delvis med andra benämningar.

Den fiktiva  $E$ -modulen beskrivs av

$$E_{i+1}^{\text{tot}} = E_{cc,i+1} \cdot (1 + \gamma_d) \quad (6.8)$$

där

$E_{cc,i+1}$  = effektiva  $E$ -modulen inklusive krypeffekter ur relaxationspektrat (Jonasson och Westman, 2001) [37].

$\gamma_d$  = *korrektionsfaktor* för den icke-linjära tillämningen av betongens arbetskurva, kap. 7

Den totala icke-elastic deformationen under tidssteget uttrycks i Contest Pro av

$$\Delta\varepsilon_{i+1}^0 = \Delta\varepsilon_{\text{rel}} + \Delta\varepsilon_{\text{T}} + \Delta\varepsilon_{\text{SH}} \quad (6.9)$$

där

$\Delta\varepsilon_{\text{rel}}$  = formell icke-linjär töjningsändring beräknad ur betongens relaxation under tidssteget.

$\Delta\varepsilon_{\text{T}}$  = töjningsändring av temperaturändring under tidssteget, enligt tidigare avsnitt

$\Delta\varepsilon_{\text{SH}}$  = krympningsändring under tidssteget, enligt tidigare avsnitt



## 7 Olinjära effekter, kopplingseffekter

### 7.1 Inledning

Förutom värme, mognad, hållfasthet, temperaturrörelse, krypning och viskoelastiska egenskaper, bör hänsyn även tas till olinjära effekter vid höga dragspänningsnivåer och den s.k. Pickett effekten.

### 7.2 Olinjära effekter vid höga dragspänningar – allmänt

Olinjära effekter uppträdande vid höga dragspänningar, kan som nämnts tidigare behandlas genom brottmekaniska teorier. De brottmekaniska parametrarna är av intresse vid studie av beteende vid uppsprickning och ger information om materialets seghet under dragbelastning, speciellt i närheten draghållfastheten samt vid maximal spänning när draghållfastheten uppnåtts och därefter.

De brottmekaniska parametrarna är av intresse bl.a. vid generell olinjär modellering utförd med finita elementprogram. De uttrycks med brottenergin  $G_f$  som ger en bild av den upplagrade energin under pålastning, där ett högt värde innebär stora uppbyggda töjningar och spänningar vid brott. Begreppet karaktäristisk längd  $l_f$  är en annan brottmekanisk parameter och beskriver sprödheten hos materialet; ett segt material har högt värde på den karaktäristisk längden.

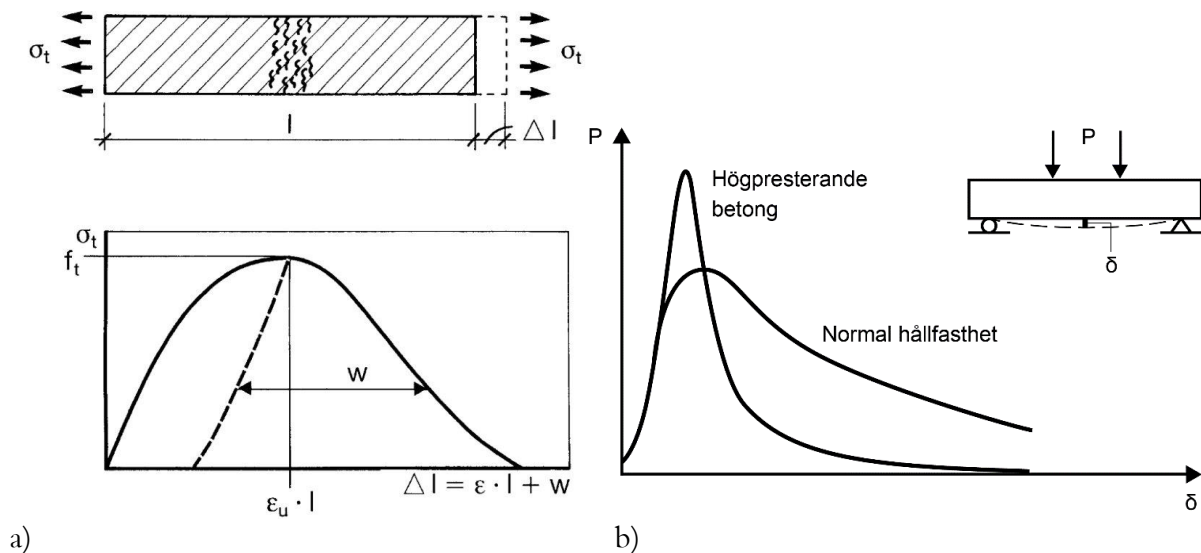
Frågeställningar vid uppsprickning av intresse är hur mycket energi som utlöses vid brott och om det finns någon dragkapacitet kvar efter första sprickan. Detta kan utläsas t.ex. i Figur 7.1a) visande principiellt spännings-töjningssamband vid stabilt dragförsök till brott, Figur 7.1b) visar typisk beteende vid böjning av balkar. En kraftigt nedåtlutande kurva efter maximal last visar på ett sprött beteende, speciellt om maxlasten är hög, dvs. det som den högpresterande betongen uppvisar i Figur 7.1b).

Balkböjning är en försöksuppställning som medger enklare procedur för kontrollerad lastpåförning jämfört med enaxiellt dragförsök som är den strikt korrekta metoden vid studie av brottmekaniska egenskaper. Metodiken är standardiserad.

Enaxiellt dragförsök sker genom att belastningscylinderns position ökar stegvis dvs. att försöket är deformationstyrt. Ska denna metodik vara relevant måste speciella åtgärder vidtas. T.ex. kan avsmalning åstadkommas i provets centrala delar för att koncentrera deformationer som kan övervakas med speciella installationer över förväntat deformationsområde. Alternativt kan brottanvisning sågas i central del, så kallad notching, så att deformationsmätningarna övergår till sprickmätning. Figur 7.2a) visar en sådan försöksuppställning där styrning av försök sker genom succesiv ökning av spricköppningen registrerad med COD-givare. Detta möjliggör visualisering av brottmekaniskt beteende genom projicering av spänning-spricköppningssamband enligt Figur 7.2b).

Balkböjningsförsök är pga. sin relativa enkelhet mer vanliga vid inmätning av brottmekaniska parametrar dvs. brottenergi och karaktäristisk längd för olika betonger, även med fibertillsats. Flera rapporter inom området, bl.a. doktorsarbeten från LTU, kan studeras.

Figur 7.3 visar spänning-deformationskurvor från enaxiellt dragförsök i tidig ålder. Det observeras, att med tillväxande ålder, ökar den del av kurvan som kan anses vara linjär: från ca 10 % av hållfasthet i tidig ålder till ca 50 % av hållfasthet vid 9 dygn.



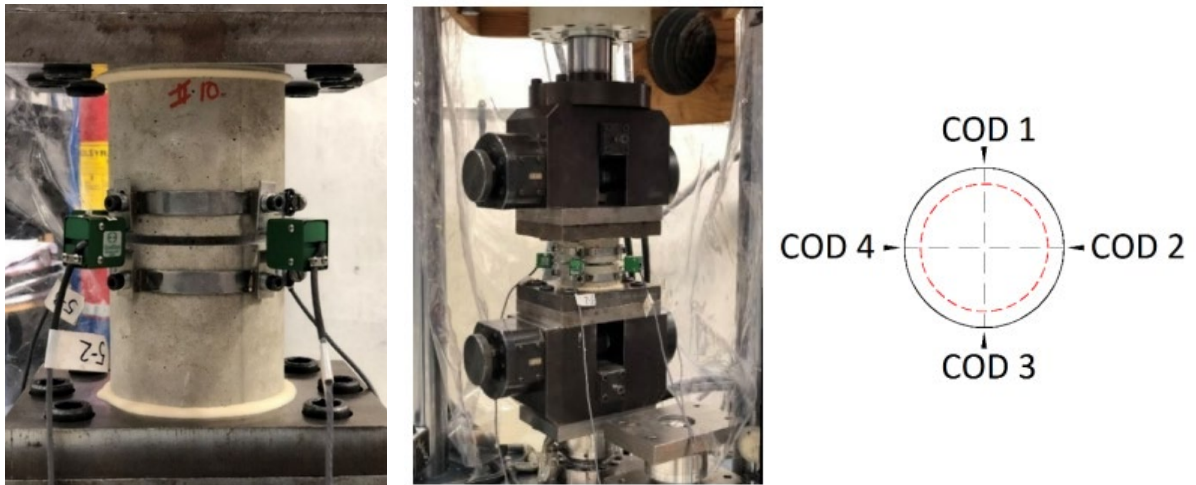
Figur 7.1 ) spännings-töjnings samband vid stabilt enaxiellt dragförsök till brott, från BHB – M, kap 16 b) belastningsförsök på balk där pålastning sker genom gradvis ökning av belastningscylinders position, från BHB-M kap 22.

Figur 7.4 visar hur en enklare modellering kan ske av spännings-deformationssambandet där normering sker till draghållfasthet respektive brott-töjning. Lasten ökar fram till brott, dvs. modellen är inte utformad så att man kan följa beteendet *efter* brott, likt det som kan ske i försöken i Figur 7.1. Det anges en gräns,  $\alpha_{cr}$ , där arbetskurvan övergår från att vara linjär till att uppvisa ett olinjärt beteende fram till brott, dvs. då brott-töjningen,  $\epsilon_{c0}$ , nås.

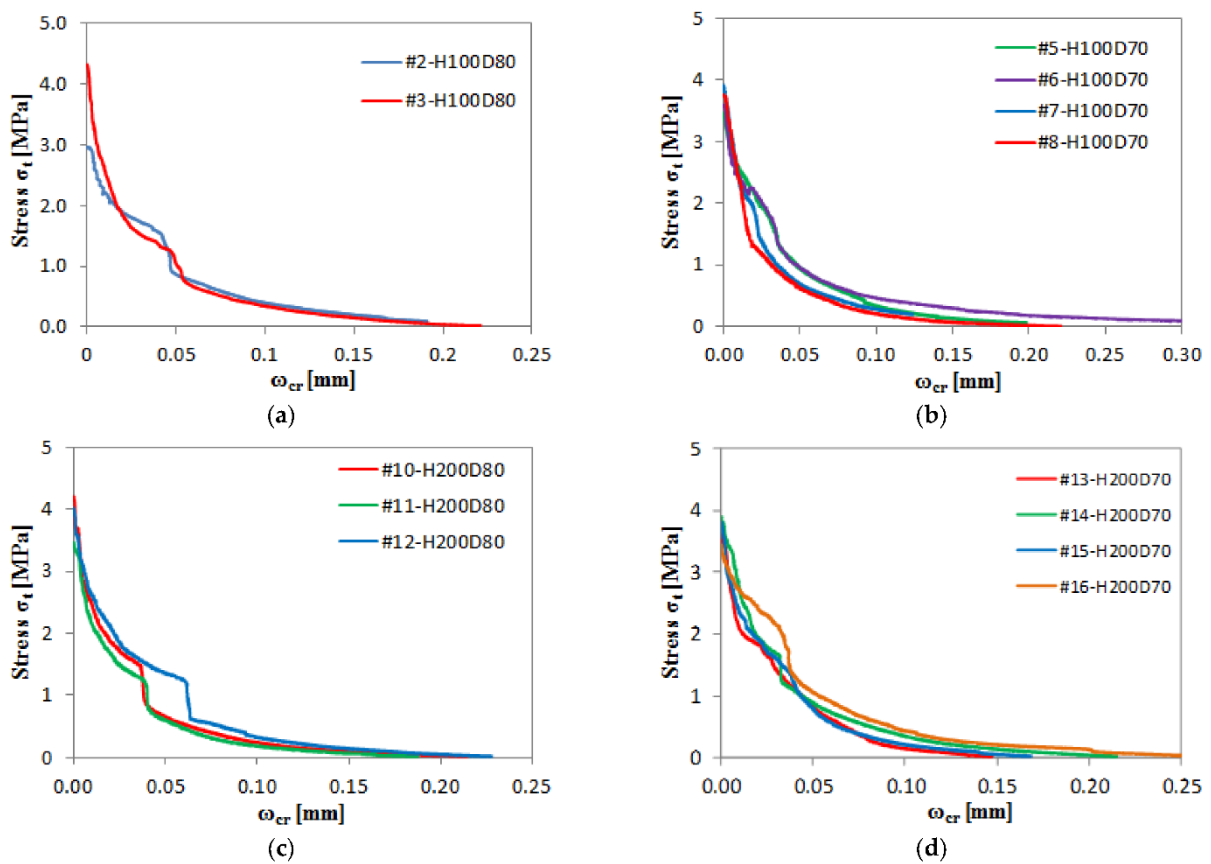
För normalpresterande betong har observerats i olika undersökningar att brottenergin  $G_f$  sakta växer till samt att karakteristiska längden  $l_f$  minskar med ökande ålder: betongen blir sprödare med växande ålder. För hårdnad betong uttrycks brottmekaniska parametrar som funktion av bland annat hållfasthet och dessa samband bör i överslagsmässiga beräkningar kunna användas även för ung betong. Detta innebär att den normerade kurvformen i Figur 7.4 egentligen borde ändras i beräkningsprogrammen på något så att det linjära området ökar med ökad ålder och ökad hållfasthet.

Ett mer korrekt modellerande av beteendet vid höga spänningsnivåer med brottmekanik låter sig göras i många kommersiella FEM program på marknaden. Subrutiner och indata möjliggör modellering av de brottmekaniska egenskaperna och dess förändring under hårdnandet.

Svårigheten är att finna kunskap och försöksdata om vilka egenskapsvärden som är lämpliga för ung betong och att ha kontroll över effekten på sprickuppkomst, sprickvidd etc. Forskning inom området är nödvändig, speciellt vid användning av modern klimatreducerad betong.

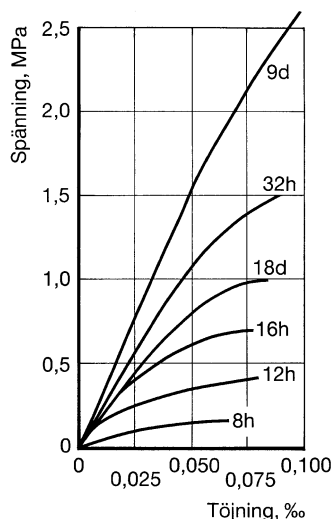


a)



b)

Figur 7.2 a) Enaxiellt dragförsök på cylindrar från bro. Brottanvisning så kallad notching. Styrning av försök sker genom kontrollerad ökning av sprickvidd detekterad med fyra COD givare (Crack-Opening-Displacement gauges). b) Exempel på resultat där enaxiell dragspänning projiceras som funktion av sprickvidd, varierende diameter och höjd (70 och 80 mm, resp 100 och 200 mm). Betong  $w/C = 0.55$ , Basement,  $f_c(28d) = 66$  MPa.  $f_t(28d, \text{spräckning}) = 5.55$  MPa, från Nilimaa & Nilforoush (2023) [48]



Figur 7.3 Spänningsdeformationskurvor vid dragning under tidig ålder.  $v_{ct} = 0,55$ ,  $C = 350$   $\text{kg/m}^3$ ,  $T = 20$  °C. Från BHB-M kap 9.

Modellering av olinjära effekter i ContestPro sker för den monotona pålastningen längs jungfrukurvan för  $\sigma/f_{ct} > \alpha_{ct}$  enligt Figur 7.4, med korrektionsfaktorn  $\gamma_d$  i ekv. (6.8) för den effektiva  $E$ -modulen

Modelleringen av det olinjära beteendet vid höga dragspänningar sker, som nämnts tidigare, något annorlunda jämfört med ekv. (6.5) baserat på andra ansatser, se Emborg (1989). Här används således en koefficient  $\gamma_d$  för att korrigera elasticiteten.

$$\gamma_d = \exp\left(-\frac{\varepsilon_{m,i+1} - \alpha_{ct}}{\varepsilon_0} \frac{1}{1 - \alpha_{ct}}\right) - 1 \quad (7.1)$$

där

$\varepsilon_{m,i+1}$  = medelvärde av spänningsrelaterad "material"-töjningen under tidssteget

$\varepsilon_0 = f_{ct} / E_{cc,i+1}$  = töjningen där en tänkt rak arbetskurva uppnår draghållfastheten

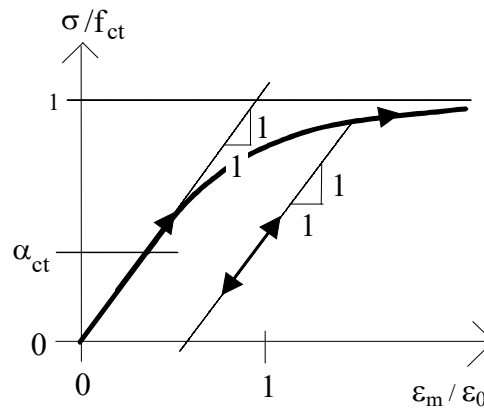
$f_{ct}$  = betongens draghållfasthet

$\alpha_{ct}$  = gränsen för den linjära arbetskurvan för betongen, se Figur 7.4.

För alla andra fall av belastningsändringar gäller

$$\gamma_d = 0 \quad (7.2)$$

vilket är liktydigt med "lutningen = 1" i figuren, se även Stelmarcyk et al (2022) [31] för mer detaljerad beskrivning av modelleringsfilosofin vid jungfrulig pålastning, avlastning och senare pålastning - situationer som mycket väl kan inträffa i en struktur utsatt för effekter av temperaturrörelse och krympning under hårdandet.

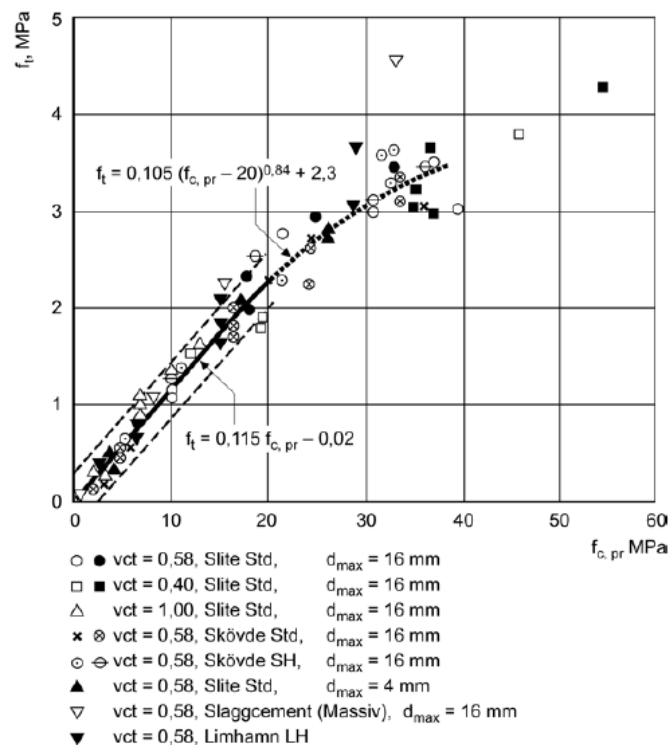


Figur 7.4 Spänningsdeformationssamband vid enaxiell dragning, dvs. arbetskurva i drag, normerad mot draghållfasthet  $f_{ct}$  och brott-töjning  $\varepsilon_0$ . Aktuell modellering vid beräkning av egenspanningar med ContestPro, se bl.a. materialrapporter Jonasson, manual ConTestPro och [31].

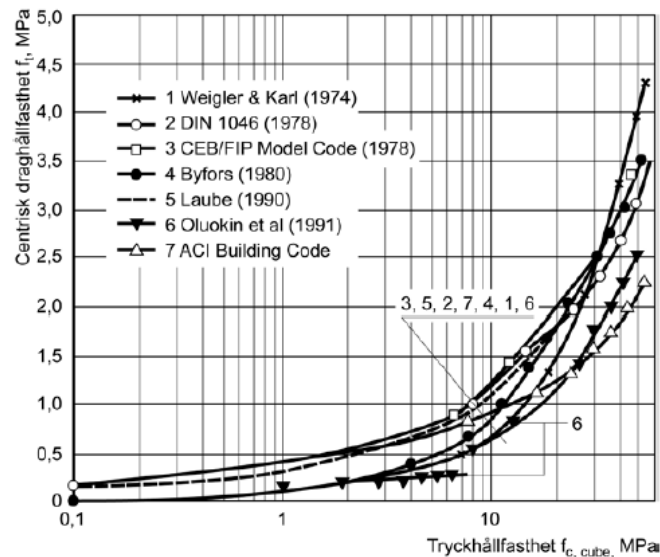
### 7.3 Draghållfasthet, höga dragspänningsnivåer

En stor utmaning, kanske huvudutmaningen, vid studier av förloppet nära brott, är den efterföljande analysen för att definiera brottet, med andra ord att finna relevant värde på draghållfasthet respektive brotttöjning som jämförs med uppkommen dragspänning.

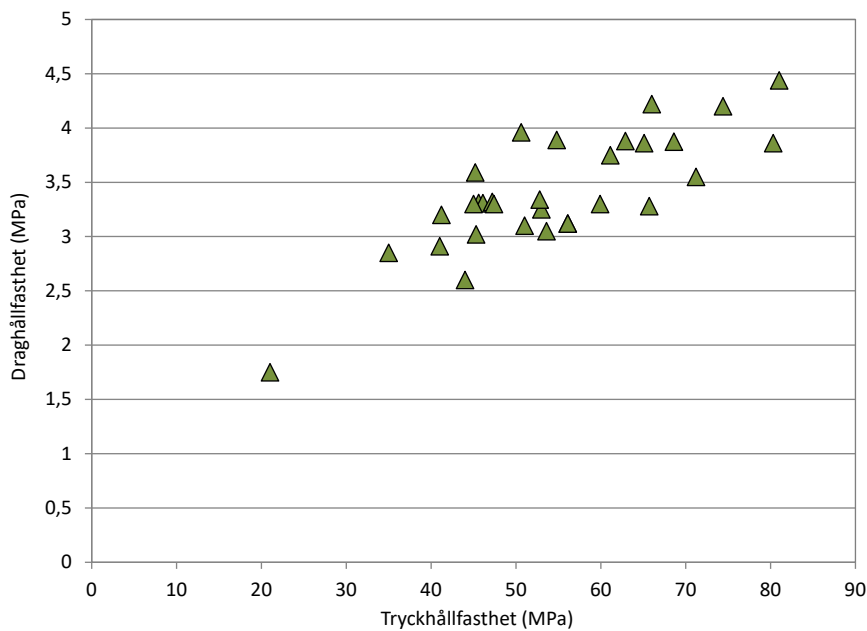
Det är känt att draghållfastheten kan relateras till tryckhållfastheten genom specifika samband. Spridningen är stor, se t.ex. Figur 7.5 och Figur 7.6. Relation mellan drag- och tryckhållfasthet har även mätts upp för några betonger under dragning till brott i TSTM-riggen, Figur 7.7.



Figur 7.5 Exempel på äldre försöksdata och modell där draghållfasthet relaterats till tryckhållfasthet, från BHB-M, kap 9 (ursprungskälla från 1980).



Figur 7.6 Exempel på modellering av draghållfasthet som relation till tryckhållfasthet, från BHB-M, kap 9 (ursprungskälla Rilem 1998) [49].



Figur 7.7 Draghållfasthet som relation till tryckhållfasthet, uppmätt vid temperaturspänningsförsök (TSTM rigg); Vid inte uppnådd självspäckning efter ca 10 dygn har man dragit av provkroppen. Några aktuella betongblandningar LTU, bl.a. från aktuellt BBT-projekt och provningar vid NTNU, Trondheim.

Det är den enaxiella draghållfastheten som ska jämföras med uppkommen spänning i beräkningar, och som ska beskrivas genom lämpliga materialparametrar. Följande gäller:

Den enaxiella draghållfastheten är komplex att dokumentera i laboratorium. Att mäta enaxiellt är möjligt men kräver noggrann provpreparering och fastfixering i belastningsutrustning. Belastningen ska vara exakt vertikalt utan något moment, någon försvagningszon, ojämn fastlimning (inträffar lätt i de flesta försök) m.m., se Figur 7.2. Att utföra sådana prov för den hårdnande betongen ökar svårighetsgraden markant, speciellt om denna ska dokumenteras under första dygnens tillväxt.

Dessutom uppkommer svårigheter att definiera under vilka förhållanden draghållfastheten ska vara gällande. Belastningshastigheten har betydelse, liksom temperatur och fuktförhållanden.

Den spänning som registreras i temperaturspänningsriggen gäller för exakt de förhållanden som råder där. Speciellt den långsamma pålastningen inverkar med en belastningshastighet med råge avvikande den som gäller vid ett dragförsök utfört på standardmässigt sätt. Dessutom påverkar störningar av inspänningsanordning för betongen i försöksuppställningen, dvs. de dragstag som för över lasten till betongen under dragspänningsdelen av försöket.

Det är alltså viktigt att tydligt definiera vad som gäller beträffande uppmätt spänning vid brottet jämfört en draghållfasthet som är generell för verkliga tillämpningar och som ska utgöra indata till beräkningsprogram.

Utvecklingen av draghållfastheten  $f_{ct}(t)$  antas i gällande procedur (enligt Jonasson, manual Con-TeSt Pro etc.) följa den som gäller för tryckhållfasthet.,

$$f_{ct} = \left( \frac{f_{cc}}{f_{cc}^{ref}} \right)^{\beta_1} \cdot f_{ct}^{ref} \quad (7.3)$$

där  $f_{cc}$  = aktuell tryckhållfasthet vid samma tid. Övriga parametrar,  $f_{cc}^{ref}$ ,  $f_{ct}^{ref}$  och  $\beta_1$  benämns ofta i olika sammanhang som ”anpassningsparametrar”.

Detta bör kommenteras:

- Formel (7.3) beskriver hur tryck- respektive draghållfastheten normativt tillväxer mot värdet 1 då  $f_{cc}^{ref}$  respektive  $f_{ct}^{ref}$  har uppnåtts, förslagsvis vid 28 d (672 timmar). De båda hållfastheterna motsvarar således 28 dygnsvärdet och kan inte anses vara en anpassningsparameter, även om den inte är uppmätt.
- Faktorn  $\beta_1$  uttrycker relationen mellan respektive tillväxt; vid relativ tryckhållfasthet  $< 1$  ger således  $\beta_1 < 1$  att relativa draghållfastheten tillväxer snabbare än tryckhållfastheten – en situation som observerats i otaliga undersökningar.
- Det är därför väsentligt att draghållfasthet vid 28 dygn,  $f_{ct}^{ref}$ , definieras med stor omsorg. Framledes bör den mätas upp genom spräckprovning.
- Hur den framtagna draghållfastheten ska relateras till den som är fallet vid den låga hastigheten av spänningsökningen i något typfall kan av förklarliga skäl endast uppskattas approximativt. Tidigare utredningar, se t.ex. BHB-M kap 9, gav vid handen en reduktion med ca 20 % för den hastighet som kan förekomma vid aktuellt fall av 0,7 m vägg, dvs. spänningsriggen.
- Här har bl.a. balkböjningsförsök enligt Figur 7.1 för hårdnad betong studerats (Wittman, 1987), referens i Emborg (1989) [35], Hastigheten hos belastningscylinder varierades av Wittman och kollegor med faktor 100 ggr. Från en referenshastighet på 0,1 mm/min där ett värde på böjdraghållfasthet uppmättes till 2,8 MPa erhöles värdet 3,4 MPa vid 10 mm/min och 2,2 MPa vid 0,001 mm/min.
- I situationer med brott under avsvälningen i spänningsriggen och liknande fall antogs således enligt BHB M en principiell reduktion med ca 20 % vid jämförelse av belastningshastigheten vid spräckprov.

Således föreslås:

- Ta fram spräckdraghållfasthet vid 28 dygn, direkt registrerad eller genom känd relation till aktuell tryckhållfasthet.

- Beräkna enaxiell draghållfasthet och modellera denna som relation till mognadstid under belastningen, dvs. i relation till tryckhållfasthet, enligt ekv. (7.3).
- Reducera denna med ca 20 % med hänsyn till långsam belastningshastighet.
- Jämför med uppmätt och beräknad spänning under förloppet.
- Jämför med eventuell noterad brotthållfasthet i riggen. Justera vid behov.

#### 7.4 Kopplingseffekter lastberoende - lastberoende deformationer

För att ha möjlighet att beakta s.k. ”spänningsinducerade” deformationer (Bažant och Chern, 1985 och Jonasson, 1994) föreslås spänningsberoende temperatur- och fuktrelaterade fritöjningar enligt den s.k. Pickett-effekten behöva justeras enligt

$$\Delta\varepsilon_T = \Delta\varepsilon_T^0 \left( 1 + \rho_T \frac{\sigma}{f_{ct}} \text{sign}(\Delta T) \right) \quad (7.4)$$

$$\Delta\varepsilon_{SH} = \Delta\varepsilon_{SH}^0 \left( 1 + \rho_\varphi \frac{\sigma}{f_{ct}} \text{sign}(\Delta T) \right) \quad (7.5)$$

där  $\rho_T$  och  $\rho_\varphi$  är anpassningsparametrar.  $\rho_T = 0$  och  $\rho_\varphi = 0$  utan justering av effekten.

Kommentar:

Ekvationerna medger således en justering av ändring av temperaturrelse respektive krympning under tidssteget som enligt referenserna benämns Pickett-effekten. Detta sker med hänsyn till temperaturändringens positiva eller negativa belopp och dragspänningsnivån.

Någon provning av effekten genomförs inte i aktuell försöksmetodik och något direkt hänsynstagande till dokumenterad forskning beträffande Pickett-effekten för aktuella betongtyper har inte utförts, förutom information i referenserna ovan.

Vid tidigare analyser av försöksresultat betraktas förfaringsättet av författarna till denna rapport således vara av ren anpassning. I framtiden bör denna del av analysen studeras mer utförligt.

Man kan möjligen undra över utformning av ekvationerna ovan. Pickett-effekten definieras strikt som ändringen av krympning vid en samtidig spänningsbelastning och vice versa, dvs. alternativt som ändringen av krympning vid samtidig krympning av uttorkning.

Man får större deformationer vid samtidig krympning och krypning än om dessa behandlas separat, dvs. baskrypning och baskrympning. Detta är studerat, dvs. uppmätt och modellerat, för förhållanden i tryckbelastad betong. Hur fenomenet ska beaktas i en betong utsatt för initiala tryckspänningar som sedermera övergår till dragspänningar i fallet med genomgående sprickor under avsvälningen, dvs. TSTM-situationen, är inte studerat i detalj, eller alls enligt författarnas kännedom.

Dessutom, är det oklart huruvida autogen krympning ska betraktas som en uttorkningskrympning eller inte vid modellering. Här sker ju en inre vattenförbrukning genom självuttorkningen som kan bli ansenlig vid lägre vattenbindemedelstal. Denna sker alltid vid baskrympningsförsök.

I brist på försöksdata får ekvationer (7.4) och (7.5) därför betraktas som första utkast.

#### 7.5 Sprickrisk

Sprickrisknivån definieras traditionellt som kvoten mellan beräknad dragspänning  $\sigma$  och aktuell draghållfasthet  $f_{ct}$  enligt



$$\xi = \frac{1}{S} = \frac{\sigma_{\max}(t_{\max})}{f_{ct}(t_{\max})} \quad (7.4)$$

där  $t_{\max}$  = tidpunkt när spänningskvoten är störst.

Alternativt kan sprickrisknivån beräknas som kvoten mellan dragtöjning och brottöjning, dvs. töjningskvoten:

$$\eta = \frac{1}{S} = \frac{\epsilon_m(t_{\max})}{\epsilon_0(t_{\max})} \quad (7.5)$$

där

$t_{\max}$  = tidpunkt vid maximal töjningskvot

$\epsilon_m$  = materialtöjning

$\epsilon_0$  = brottöjning (se Figur 7.4) , vilken definieras enligt:

$$\epsilon_0 = \frac{f_{ct}(t)}{E_{c,eff}(t)} \quad (7.6)$$

där

$E_{c,eff}$  = Effektiv E-modul enligt ekvation (6.8).

Töjningskvotsbetraktelsen innebär således ett hänsynstagande till eventuell olinjär belastningskurva.

Så länge spänningsnivån är lägre än gränsen för olinjäritet,  $\sigma/f_{ct} < \alpha_{ct}$  (ekvation (7.1), Figur 7.4 är båda betraktelsesätten lika, dvs.  $\xi \equiv \eta$ . Överskrider  $\alpha_{ct}$  avviker däremot ansatserna, dvs.  $\xi \neq \eta$ . Detta måste beaktas i analyser.

I de flesta typfall av intresse vid sprickriskberäkningar är gränsen för åtgärdskrav för spännings/töjningskvot ofta lägre än det område då olinjäritet uppträder, dvs. det spelar ingen roll om sprickrisknivå uttrycks som töjnings- eller spänningskvot.

Men skulle en låg nivå på spricksäkerhet tillåtas bör beaktas vilket betraktelsesätt som avses och konsekvenser på eventuella krav på åtgärder under byggnation. Konsekvenser kan bli betydande.

## 8 Känslighetsanalys – materialegenskaper

### 8.1 Bakgrund

Det är alltid intressant att studera påverkansgrad hos parametrar för materialmodelleringen på spänningsberäkningar, sprickriskprognoser och i slutändan eventuella sprickminimerande åtgärder. Av tillämpningsinriktade skäl behövs information om prognosers träffsäkerhet för att eventuellt ta höjd för generella materialrelaterade osäkerheter vid utformning av åtgärder vilka kan erhållas från känslighetsanalyser.

Intressant är även att få indikationer huruvida sprickrisker påverkas vid smärre ändringar av ingångsparametrar relaterade till ett specifikt betongrecept, t.ex. vid variation av ballast och tillsatsmedel.

Analyserna kan i slutändan även ge information om hur materialparametrar bör mätas in, dvs. vilka av de nödvändiga försöken som bör dedicerats extra uppmärksamhet och noggrannhet. Dyliga resultat ger indikationer till investeringar i laboratoriet.

Inte att förringa är att inriktning hos framtida forskning och utveckling måste få inspel från påverkansgradser hos egenskapsområden och associerade parametrar på sprickriskerna.

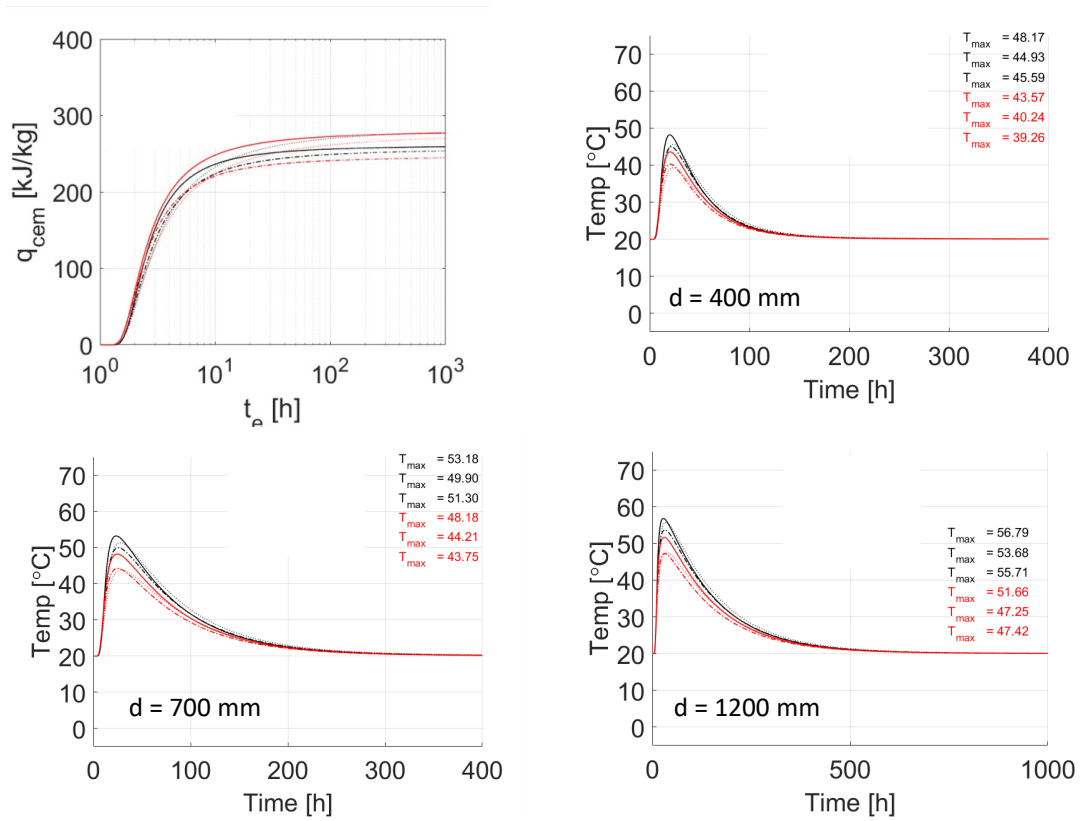
Känslighetsanalyserna kan lätt bli omfattande och bör därför utformas med tanke på bakomliggande syften så att de kan begränsas. De bör vara transparenta, dvs. full dokumentation redovisas med avseende på hur analyserna genomförts, valda betongkvaliteter/sammansättningar, valda typfall etc.

En vanligt förekommande ansats är att variera diverse modellparametrar med någon andel av absolut värde, t.ex.  $\pm 10\%$ , och därefter studera inverkan på projiceringsparametrar för valda typfall, t.ex. temperaturutveckling och relaterad sprickrisk.

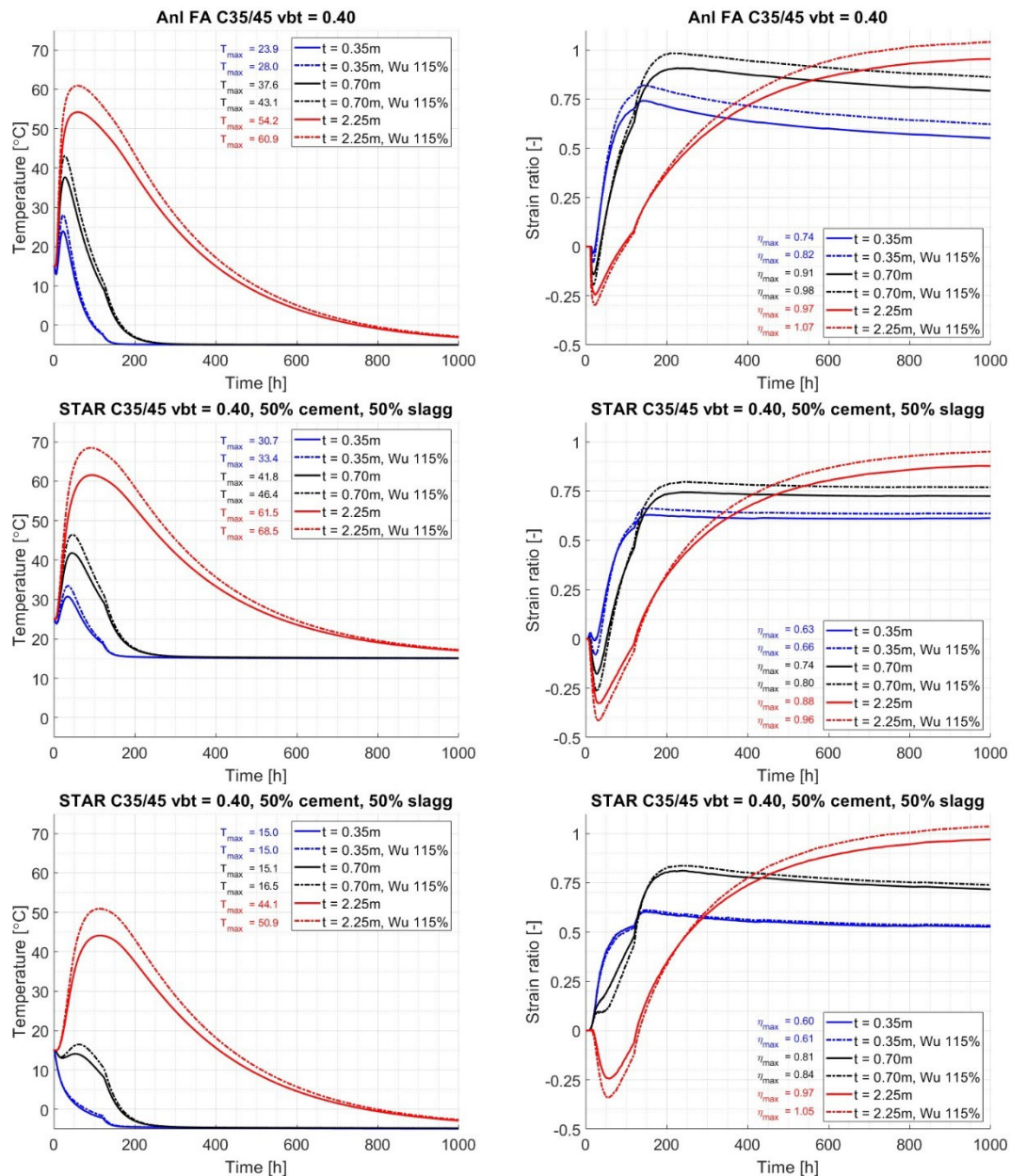
Ett annat sätt är att, om möjligt, individuellt vikta intressanta parameterns inverkan på egenskapen i fråga jämfört med andra modellparameter. Bedömning sker huruvida den specifika parameter naturligt kan variera och hur den påverkas av de variationer i betongrecept som kan ske i daglig tillverkning. Kännedom om det fysikaliska/kemiska beteendet är då nödvändig.

Med erfarenhet och kunskap kan nyckelbeteenden identifieras samt tillhörande parametrars inverkan. I vissa fall, vid ett större försöksunderlag, kan mätetalet standardavvikelse nyttjas.

Det är viktigt att inse att vid variation av *en parameter* i en egenskapsmodell påverkas ofta *övriga parametrar* inom samma formel, dvs. att förändringen ”spiller över” till övriga delar av egenskapsbeskrivningen. Detta kan exemplifieras med den aktuella modellen för värmeutveckling, ekv. (2.1) och (2.2). Ofta efterfrågas slutvärdets inverkan, dvs.  $W_u(Q_{\alpha=1})$ . Analys kan göras genom att i ekvationen ge värdet t.ex. en variation på  $\pm 10\%$  enligt ovan. Då inses att hela kurvan lyfts upp eller ned med samma procentsats under *hela* den pågående hydratationen, se Figur 8.1 och Figur 8.2, dvs. det är *inte* frågan om en variation av härdningsprocessens slutdel utan även i det tidiga skedet, (figur 8.4). Vi kommer då, till viss del felaktigt, att konkludera att slutvärdet har en relativt stor påverkan på temperaturutvecklingen även i slankare konstruktioner, se figur 8.1 och 8.2.



Figur 8.1 Exempel på inverkan av värmeutveckling och dess konsekvens på temperaturförlopp hos vägg med olika tjocklekar. Klimatförbättrade betonger vbt 0,48 (svart) resp 0,38 (rött).



Figur 8.2 Exempel på variation av slutlig värmeutveckling och dess konsekvens på sprickriser för tre strukturella fall, vid två temperaturförhållanden och för två betongkvaliteter.

En bättre ansats är att man med kunskap om värmeutvecklingens olika delar och dess koppling till t.ex. cement och andra bindemedel, istället gör en medveten ändring av beteendet i ett senare skede där slutvärdet och speciellt kurvformen ges mer realistiskt utseende t.ex. genom att den senare plattan i kurvan varierar något upp eller ned. Då kommer att observeras att slutvärdet har större inverkan på mer massiva konstruktioner där temperaturökningen sker under lång tid genom att avsvälningen är långsam. Dylka ändringar är möjliga genom att t.ex. ändra i materialmodellen eller genom att helt enkelt överge den och istället presentera tillväxten i form av en värdetabell.

Tekniskt ännu mer korrekt i sammanhanget vid generella känslighetsanalyser, är att studera sannolikheten att tendenskurvan för egenskapsutvecklingen i fråga varierar inom ett visst område. Det innebär att man skapar ett tänkbart förväntat spann i utvecklingssambandet, likt det som råder beträffande siktcurvor hos ballast där krav ställs på variationer från viss ursprungskurva, dvs. gränskurvorna A och B. Inom det sannolika området kan olika anpassningar utföras med ”fri”

variation av ingående parametrar för att etablera olika alternativa utvecklingssamband. Beräkningar med erhållna specifika grupper av parametervärden kan sedan utföras.

Vanligt i forskningssammanhang är att tillämpa statistiska analysmetoder, där man utifrån utvalda kombinationer av ingående parametrar, utför sannolikhetsberäkningar för tänkbara utfall, såsom Monte Carlo-simulering eller metoder baserade på två-, tre- eller fler-faktoriell analys m.m. Noterbart är att vid dylika analysmetoder, har indata stor inverkan, dvs. hur stort spann man varierar en specifik parameter, hur stor inverkan just denna har (bl.a. genom viktning enligt ovan). Varsamhet rekommenderas.

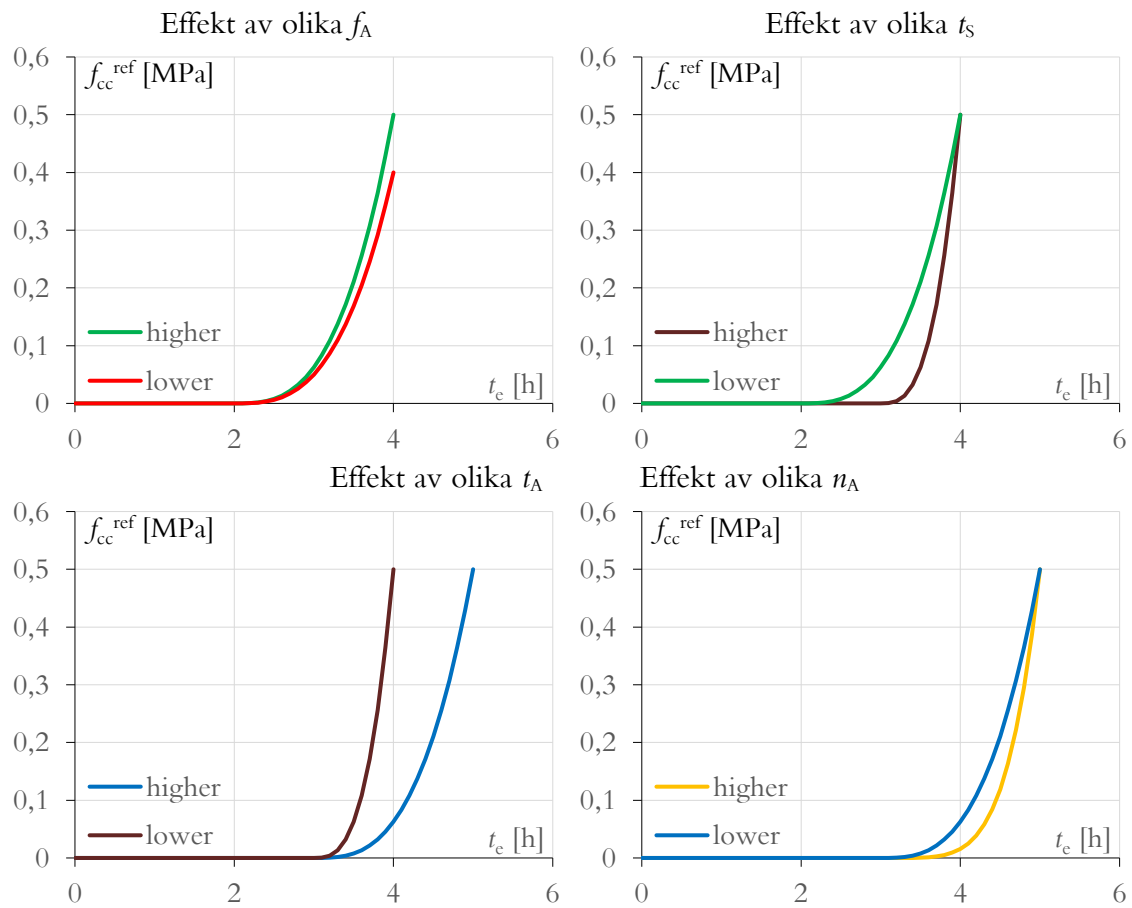
Nedan beskrivs några ansatser av känslighetsstudier, flera av enklare karaktär. Inverkan på kärnfenomen av intresse, dvs. temperatur, egenspanning och sprickrisk studeras för intressanta typfall vid variation av en parameter åt gången. Flera sådana analyser har genomförts internationellt, se t.ex. i Magnusson et al [19] där några referenser ges. Liknande källor har tidigare redovisats t.ex. inom Europaprojektet IPACS.

## 8.2 Variation en parameter – kvalitativ effekt egenskapsutveckling

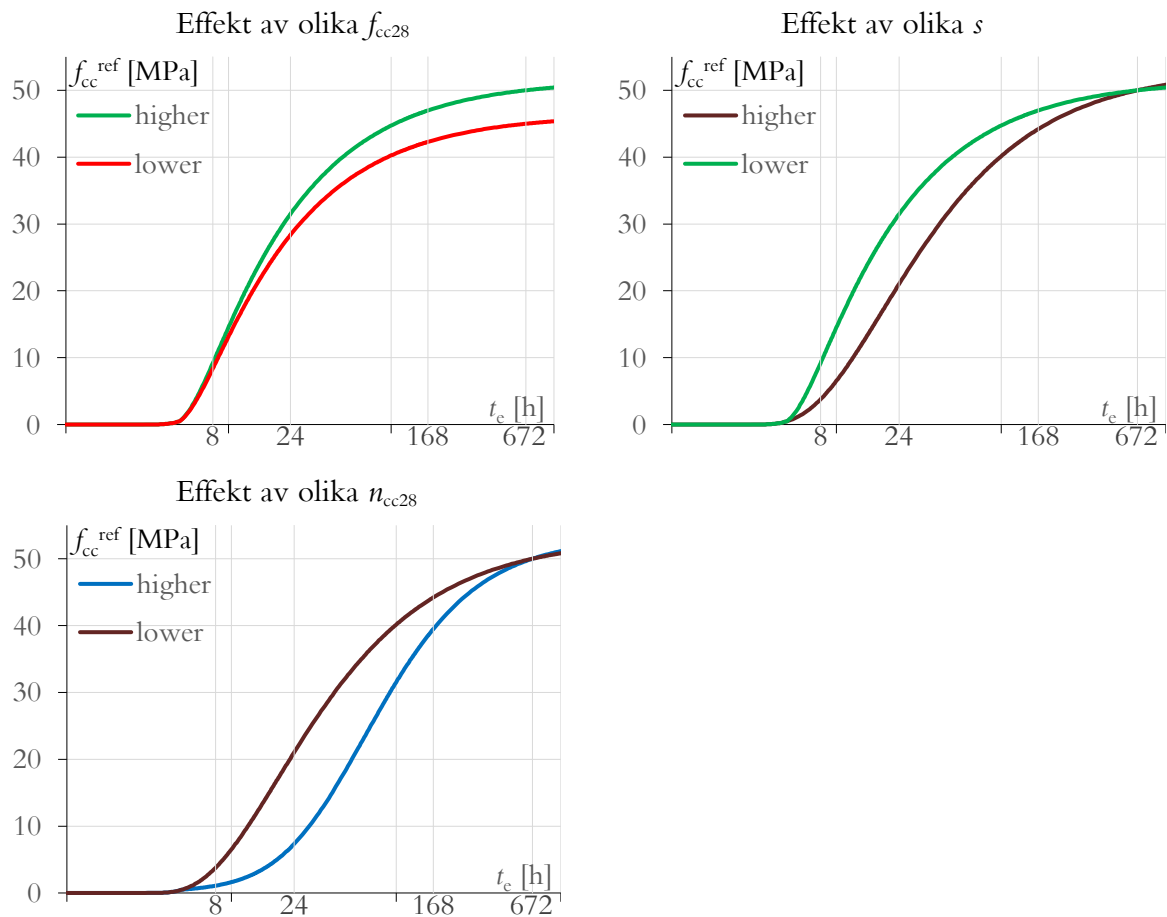
Initialt, t.ex. av pedagogiska skäl, kan det vara lämpligt att variera *en* parameter åt gången för respektive egenskapsområde och modell. Då fås en uppfattning om kvalitativ påverkan av förändringen av egenskapen i fråga, dvs. utvecklingen i tidig ålder. Exempel för några egenskapsområden visas i Figur 8.3–8.6. Här har man inte lagt någon vikt vid variationens storlek utan syftet är att visa *hur* modelleringen och egenskapen påverkas.

### **Hållfasthetsutveckling**

Variation sker för samband enligt avsnitt 3.2 för stadium II: initial och slutlig tillstyvnad (ytbehandlingsområdet), Figur 8.3, och stadium III: hårdnandeperiod, Figur 8.4. Inga djupare aspekter har värderats beträffande vad som anses vara ”lågt” eller ”høgt” värde. Syftet är enligt ovan att kvalitativt visa en specifik påverkan och det konstateras att resultaten är förväntade beträffande starttid, tid för avslut av glättning och därtill kopplad hållfasthet (0,5 alt. 0,4 MPa), samt beträffande hastigheten att uppnå detta värde dvs. parametern  $\eta_A$ . Beträffande stadium III erhålls logisk påverkan på förlopp etc. på samma sätt.



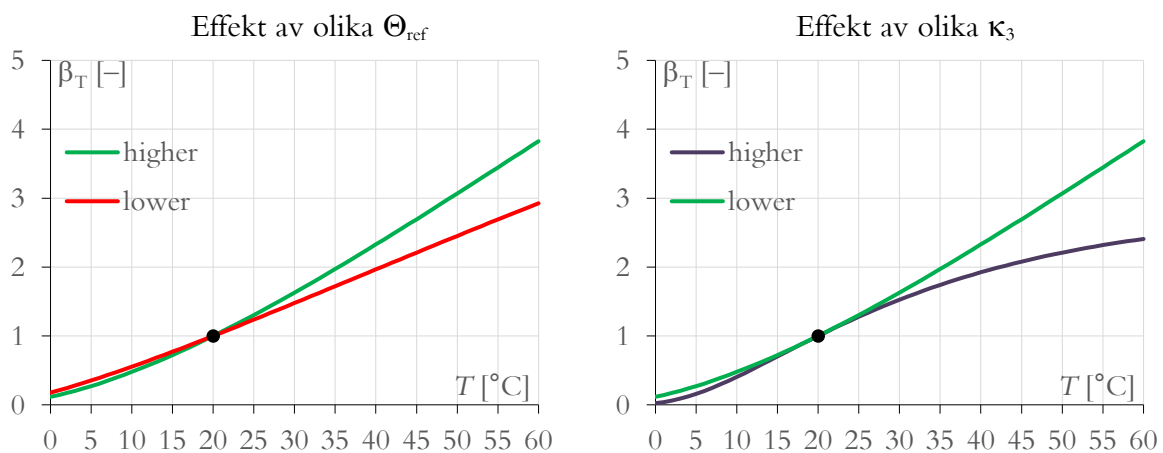
Figur 8.3 Hållfasthetsutveckling, fas II, effekt av variation anpassningsbara modellparametrar i ekv. (3.1)b: där  $t_S$ ,  $t_A$ ,  $f_A$  och  $n_A$ , (alt.  $t_{e,ini}$ ,  $t_{e,fin}$ ,  $f_{cc,set}$  och  $n_{set}$  i ekvation (3.1)a, är tid för tillstyvnad, avslutad finglättning, hållfasthet vid finglättning samt anpassningsparameter för betong i mycket tidig ålder.



Figur 8.4 Hållfasthetsutveckling, fas III, effekt av variation anpassningsbara modellparametrar  $s$ ,  $n_{cc,28d}$  i ekvation (3.1)b samt variation av hållfasthet vid 28 dygn

### Mognadsfunktion

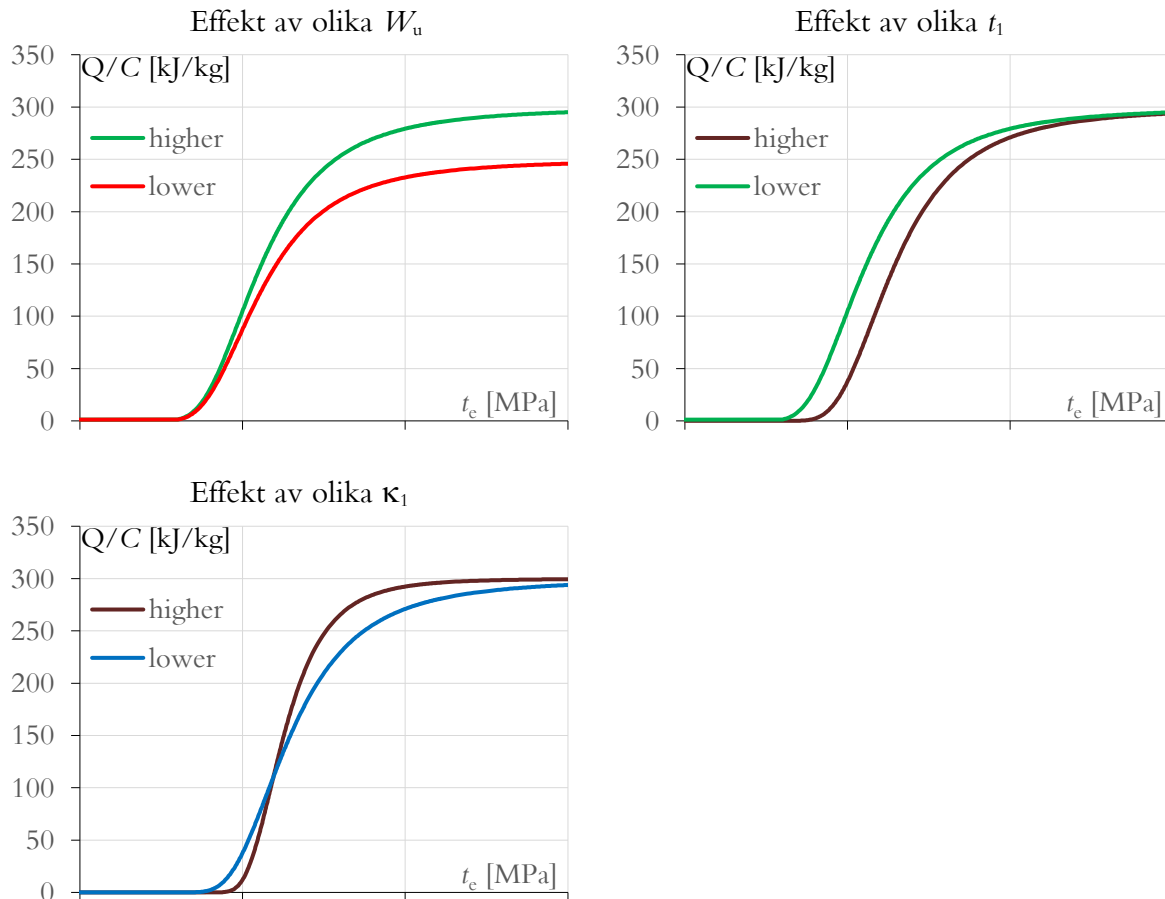
Variation sker för samband enligt avsnitt 3.6. Temperaturfaktorn för omräkning av klocktid till ekvivalent tid beskrivs generellt av Arrheniusfunktionen, som traditionellt i Sverige under många år modelleras nyttjande ekv. (3.5) och (3.6) med parametrarna  $\Theta_{ref}$  och  $\kappa_3$ . Tydliga effekter på temperaturfaktorn observeras, speciellt vid temperaturer över 40 °C.



Figur 8.5 Mognadsfunktion, effekt av ingående anpassningsparametrar, ekv. (3.6).

### Värmeutveckling

Samband enligt avsnitt 2.1, ekv. (2.1) och (2.2) studeras där variation sker av utvecklade värme efter "oändlig tid",  $W_u$ , och anpassningsparametrarna  $\kappa_1$ ,  $t_1$  för beskrivning av hydrationsgradens utveckling med hänsyn till ekvivalent tid. Effekt av slutlig värmeutveckling är tydlig och mycket logisk liksom att "hastighetsparametern",  $\kappa_1$ , ger förväntad påverkan på samma sätt som starttiden  $t_1$  även gör

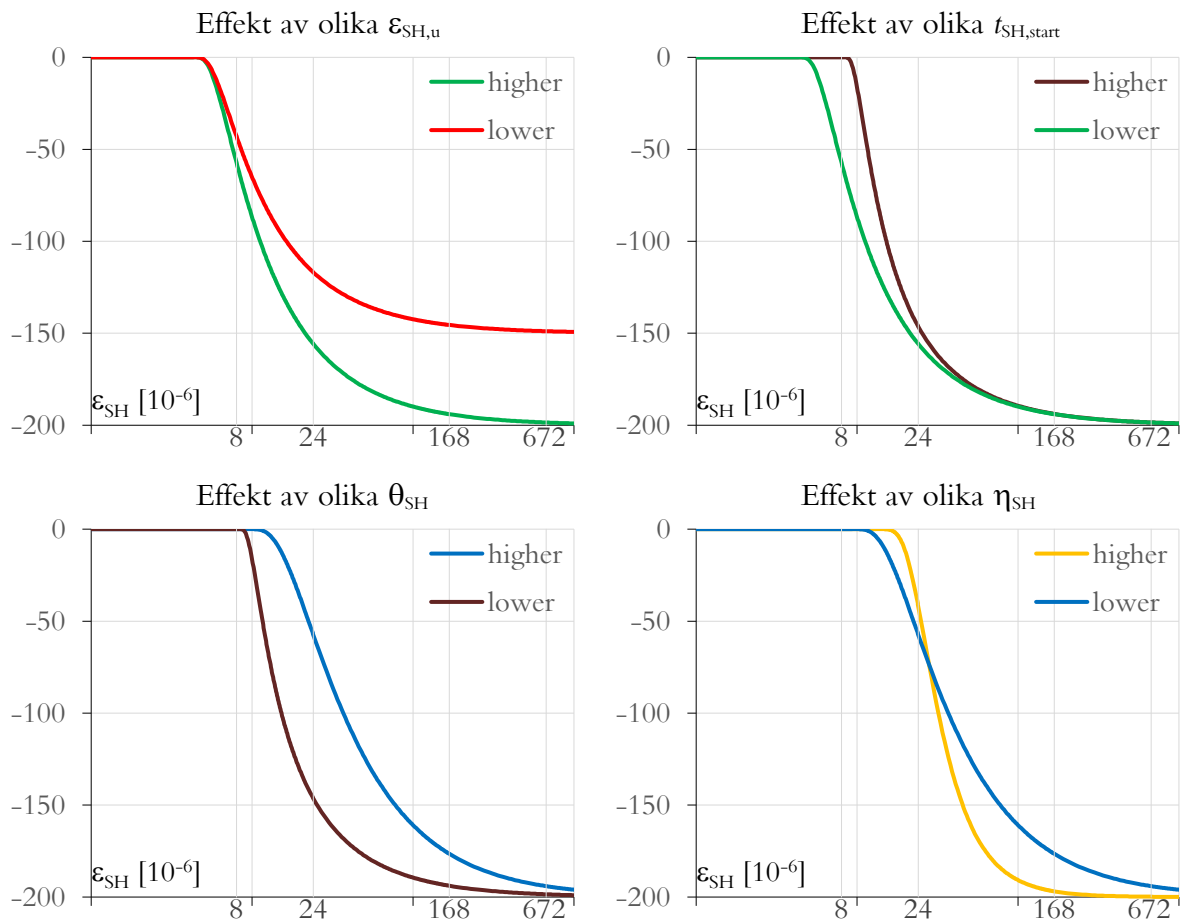


Figur 8.6 Värmeutveckling, effekt av ingående parametrar  $W_u$ ,  $\kappa_1$  och  $t_1$ , ekv. (2.1) och (2.2).

### Autogen krympning

Samband enligt avsnitt 4.1.3, ekv. (4.3), (med kommentarer enligt BHB-M i avsnitt 4.2), har studerats, Figur 8.7. Här noteras i tidigare materialrapporter från LTU att alla parametrar, dvs.  $\varepsilon_{su}$ ,  $t_{s0}$ ,  $t_{s1}$  och  $\eta_{SH}$ , anses vara anpassningsparametrar vilket kan ifrågasättas enligt diskussioner i avsnitt 4.1. Förväntade effekter vid parametervariationer erhålls.

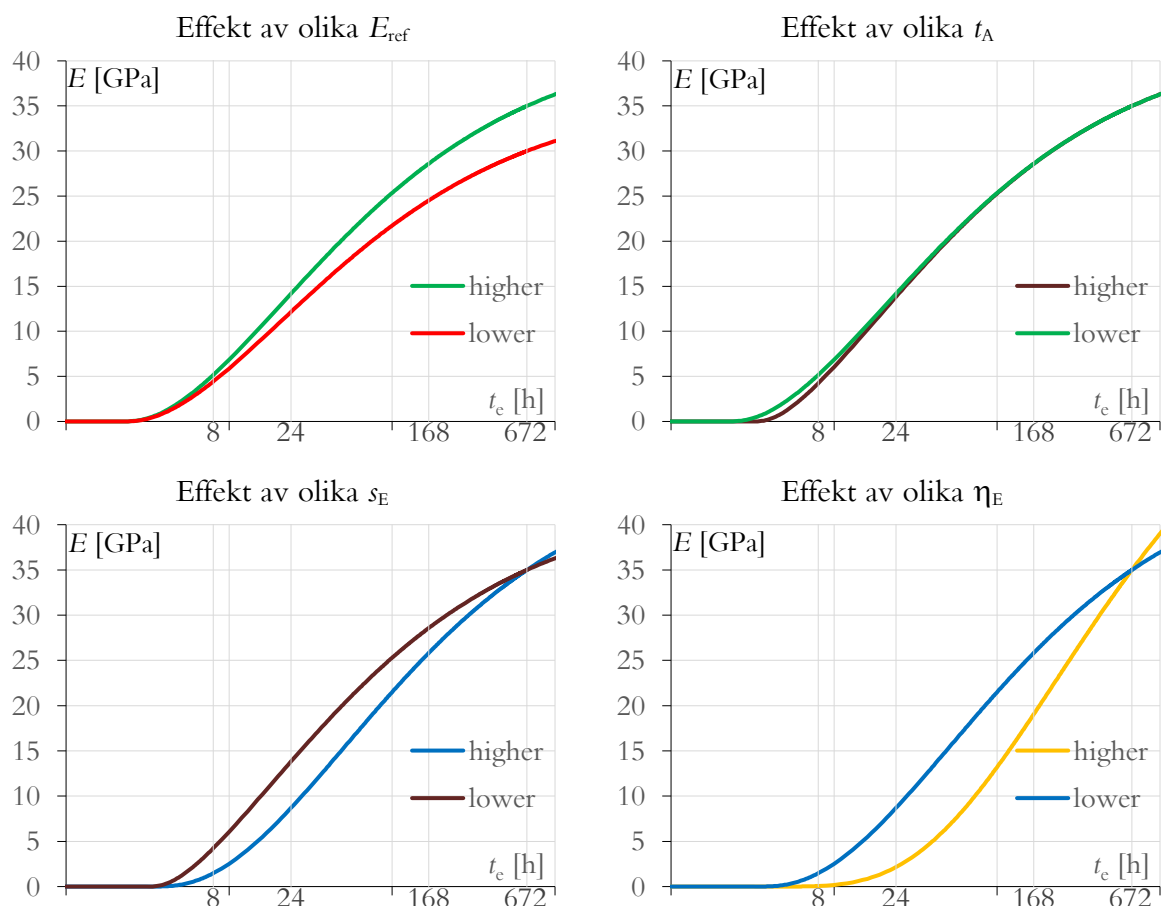




Figur 8.7 Autogen krympning (baskrympning): effekt av ingående parametrar dvs.  $\varepsilon_{su}$ ,  $t_{s0}$ ,  $t_{s1}$  och  $\eta_{SH}$  enligt ekv. (4.3). Observera att i figurena har version för engelsk materialrapport nyttjats där  $t_{s0}$ , starttid, har ersatts med  $t_{SH,start}$ , slutlig krympning  $\varepsilon_{su}$ , benämns  $\varepsilon_{SH,u}$ , hastighetsfaktorn  $t_{s1}$  ges benämningen  $\theta_{SH}$  och faktorn  $\eta_{SH}$  är densamma.

### Elasticitetsmodul

Beträffande elasticitetsmodulens utveckling har samband enligt avsnitt 5.2, ekv. (5.6), studerats, Figur 8.8. Förväntad påverkan observeras av parametrar för starttid, hastighet och slutvärde.



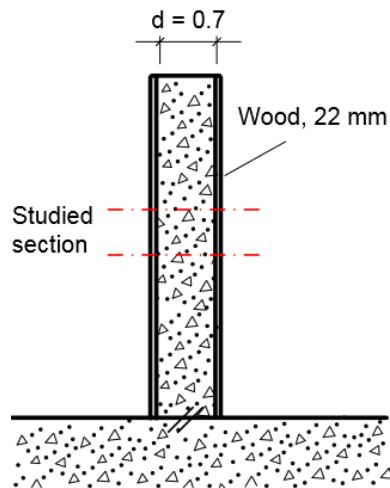
Figur 8.8  $E$ -modul, effekt av ingående anpassningsparametrar, ekvation (5.6), Skillnader i beteckningar från ekvationen är:  $s$  betecknas  $s_E$ ,  $E_c(28)$  betecknas  $E_{ref}$  och  $t_{e0}$  betecknas  $t_A$ .

### 8.3 Variation en parameter, inverkan temperatur & genomgående sprickrisk

För några nyckelparametrar har inom projektet analyserats genomgående sprickor där variationer för respektive parameter skett med  $\pm$  standardavvikelse. Variationerna baseras på genomgång av likvärdiga provade betonger för vbt-spänn 0,38–0,40 (26 st.) resp. 0,48–0,50 (9 st.). Betongerna är testade vid LTU och NTNU, Trondheim, under ca 15 år och således av skiftande karaktär.

Förfaringssättet kan av den anledningen anses vara förenklat eftersom underlaget är begränsat – speciellt för den högre vbt-nivån. Ett mer väl underbyggt statistiskt material kräver en betydligt större datamängd av betongkvaliteter med mer uniforma prestanda och sammansättning. Resultatet är trots detta intressant.

Beräkning sker för fallet vägg på platta; en 0,7 m vägg med isolering och 22 mm träform exponerad, gjut- och härdningsmiljön: vind 5 m/s (värmeövergångstal = 5,13 W/(K m<sup>2</sup>)),  $T_{luft} = 20$  °C och  $T_{gjut} = 20$  °C. Tvånget från plattan har satts till 50 %, se Figur 8.9.



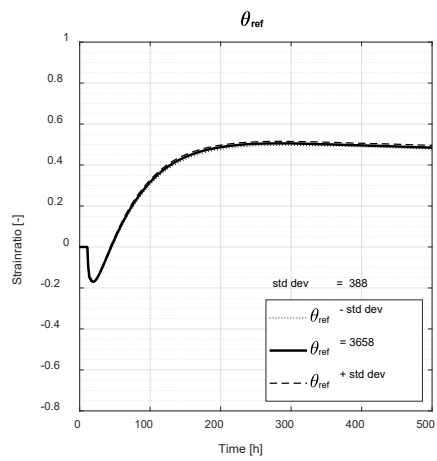
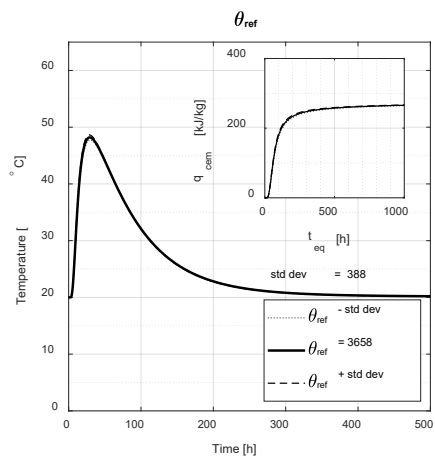
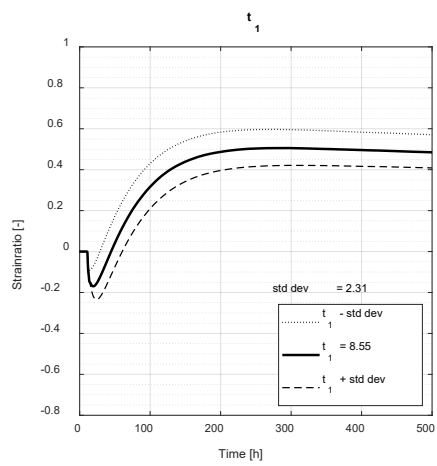
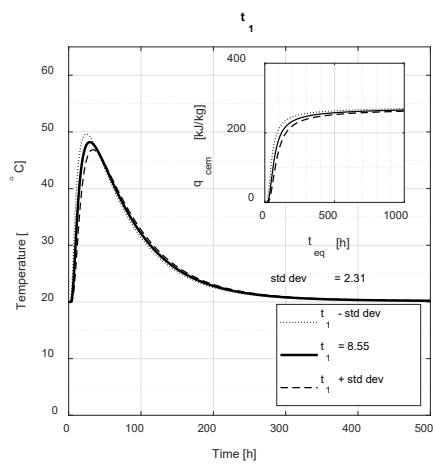
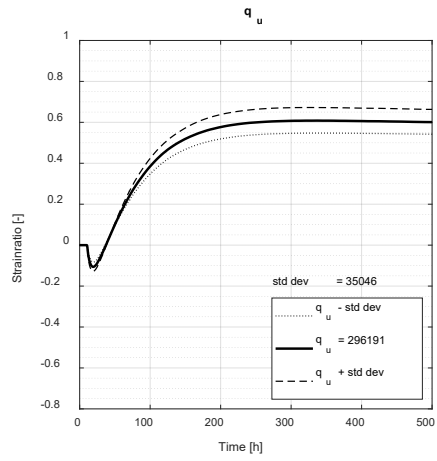
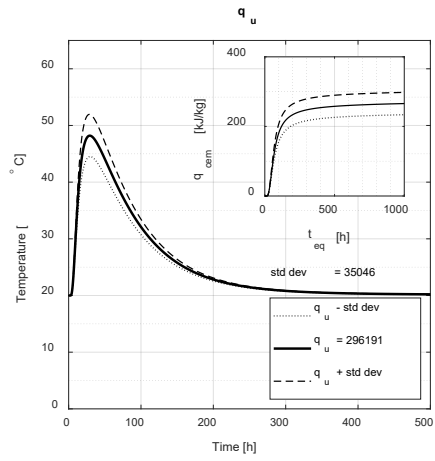
Figur 8.9 Fall med beräkning av risk genomgående sprickor under avsvälning i angivet snitt, tvång  $R = 50\%$ . 0,22 mm form, vind = 5 m/s,  $T_{luft} = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  och  $T_{gjut} = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

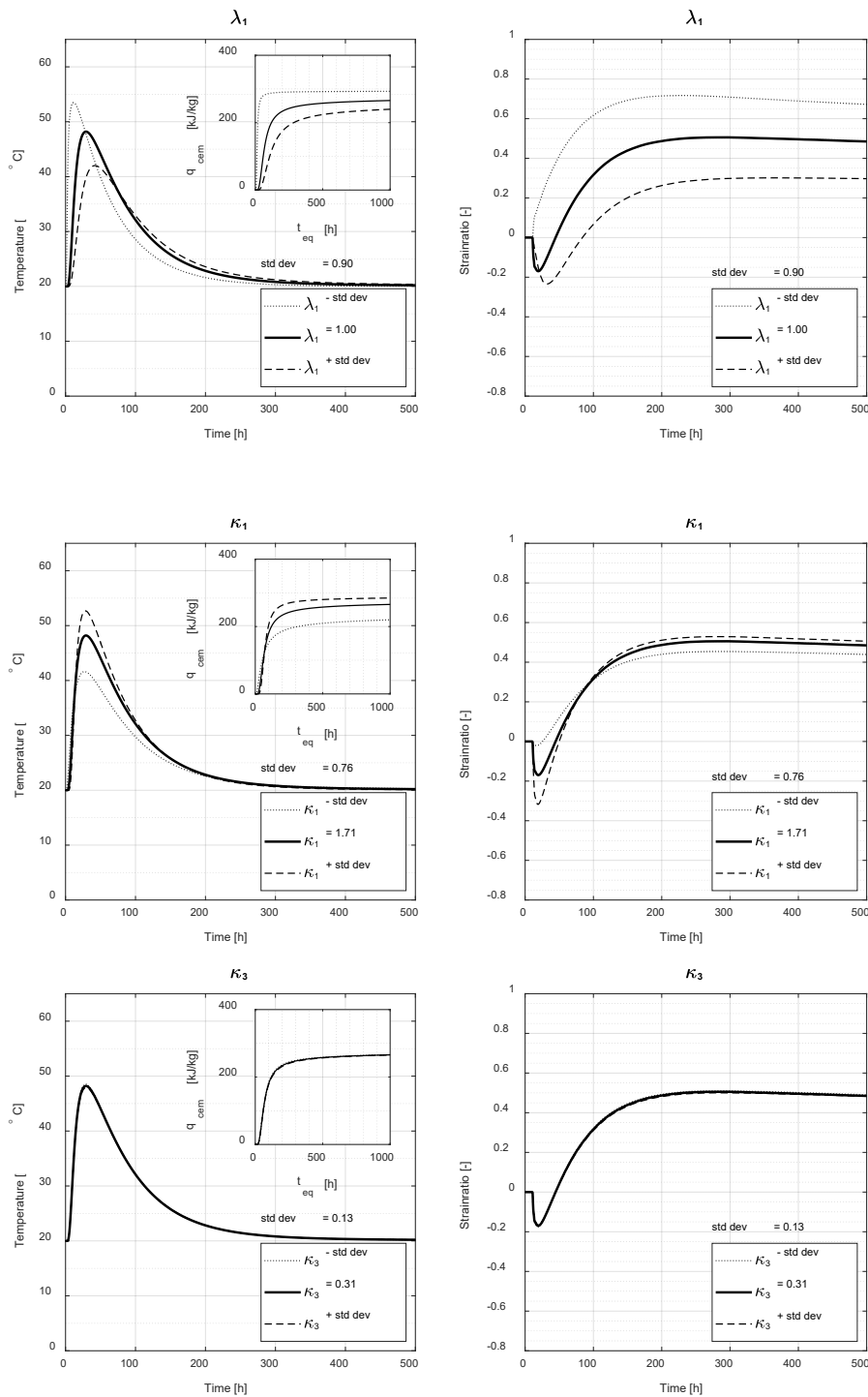
### Värmeutveckling och mognad

Effekt av direkt variation av modellparametrar för utvecklingen och indirekt genom påverkan av mognadsfunktion dvs. ekvivalent tid visas i Figur 8.10. För denna medium-massiva konstruktionen har värmeutvecklingens slutvärde en tämligen ringa betydelse för temperaturutveckling och sprickrisk med ansatta variationer motsvarande en standardavvikelse (noterade i respektive diagram). Faktorer påverkande hastigheten i värmeutvecklingen och starttiden ger däremot en betydande påverkan på temperaturutvecklingen och därigenom sprickrisken.

Mognadsfunktionens parametrar har liten påverkan på temperatur och sprickrisk.

Ovan iakttas för båda vbt-nivåerna.



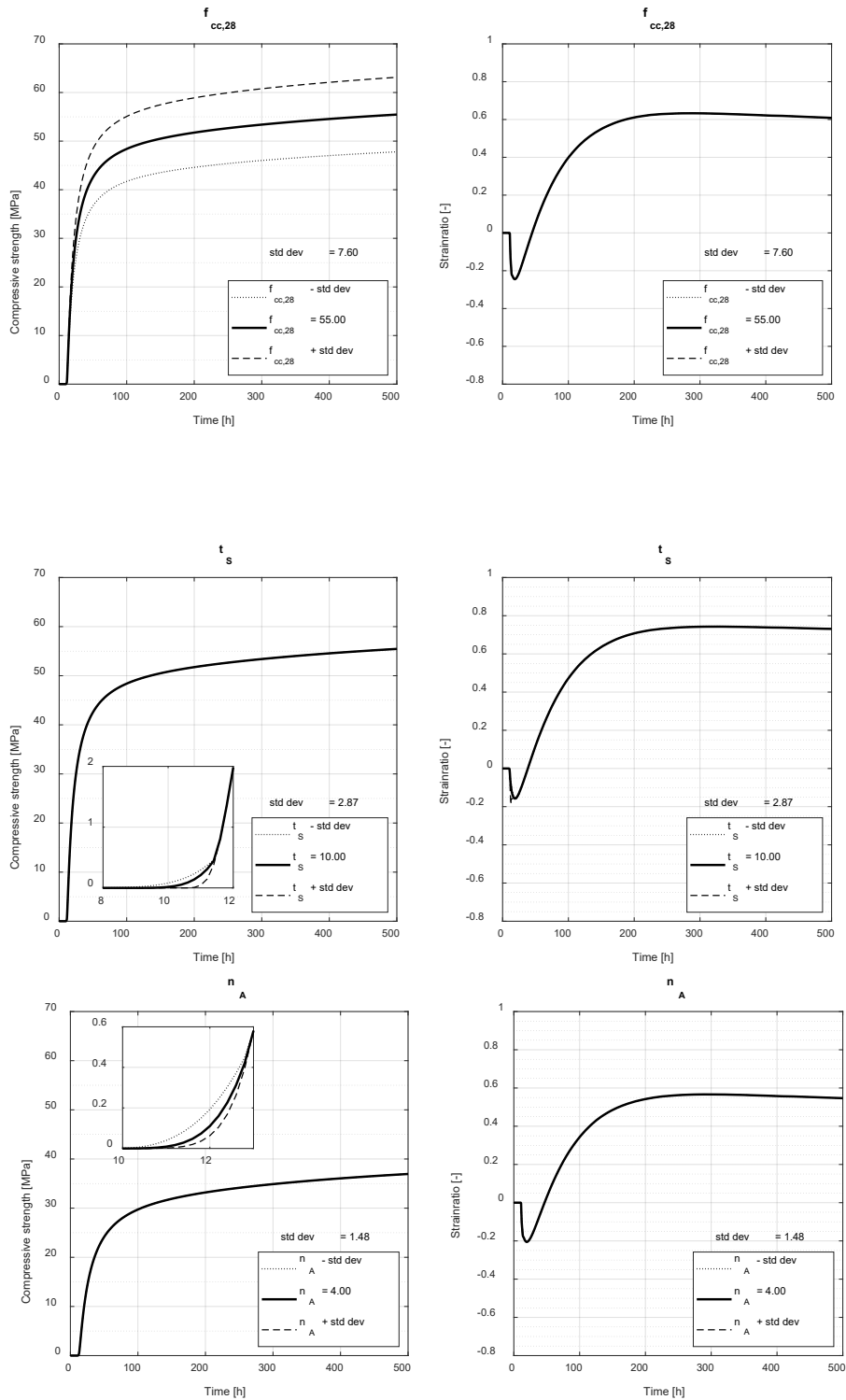


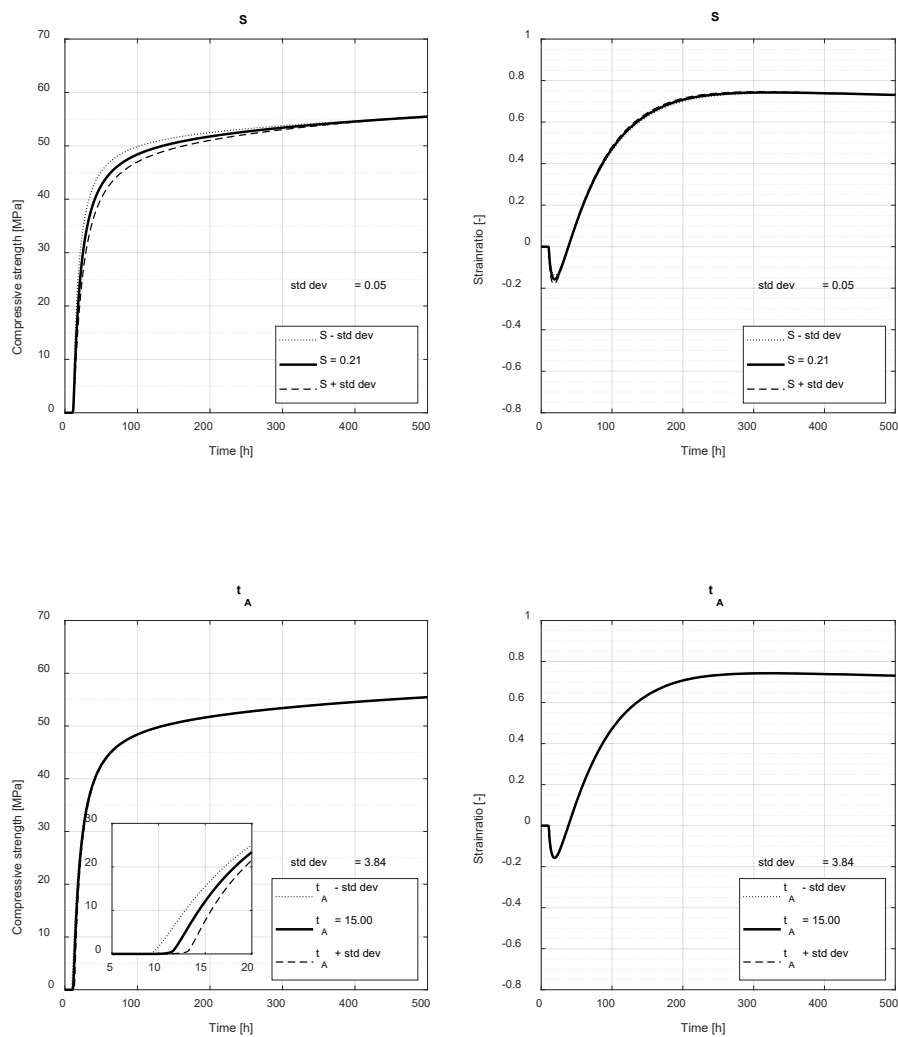
Figur 8.10 Temperatur och sprickrisk för fall enligt Figur 8.9: inverkan av variation av individuella parametrar (+/- std.avvikelse) för beskrivande värmeutveckling samt parametrar för mognad, sin tur påverkande värmeutveckling. Varje parameters påverkan på värmeutveckling, exempelvis  $Q_{cem}$  (slutvärde värmeutveckling), visas. Betong vbt 0,48-0,50. Respektive parameter, se tidigare figurer och avsnitt (ex.vis ekv. (2.1)-(2.2)).

## Hållfasthet *flytta till nästa sida*

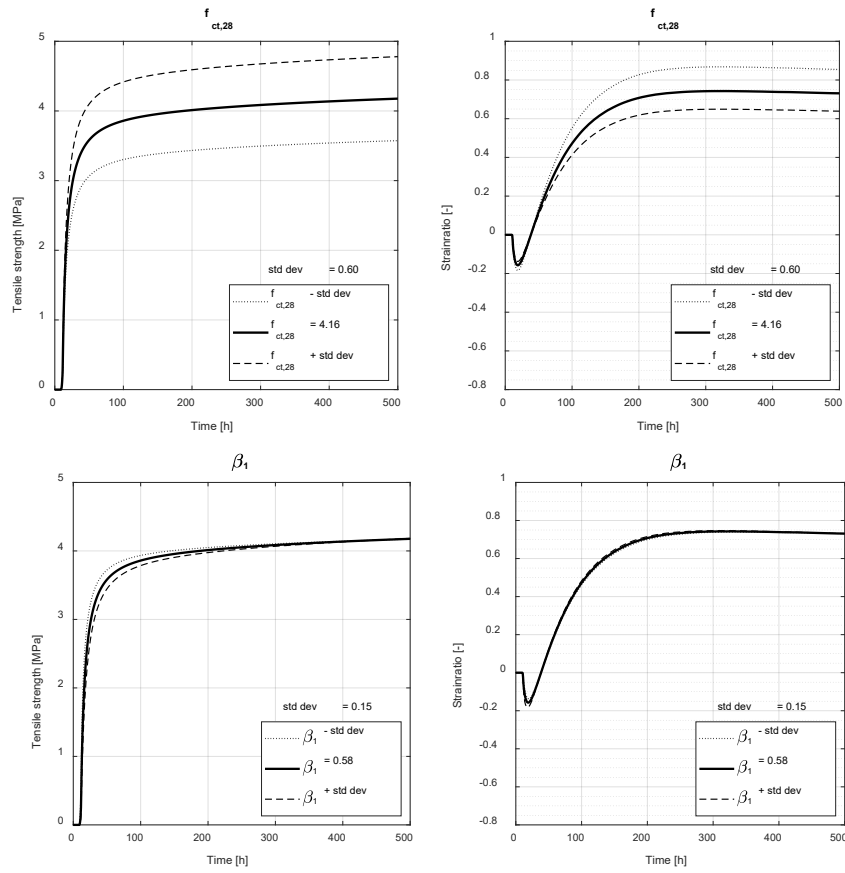
Effekt av variation av tryckhållfasthet och dess utveckling samt draghållfasthet och dess utveckling visas i Figur 8.12-Figur 8.14.

Det observeras att tryckhållfastheten har liten påverkan på sprickrisk med ansatta standardavvikelser i och med att egenskapen inte direkt ingår i modellering av egenstressningar. Draghållfasthetens slutvärde och utveckling ger däremot en stor inverkan. Det iaktas att slutvärde på draghållfasthet i viss mån är bestämd av tryckhållfastheten eller som alternativt uppmätt i spänningsrigg.



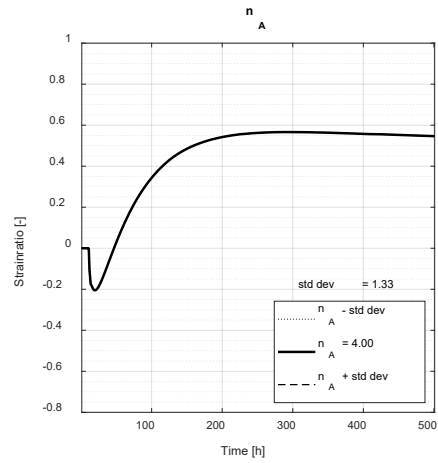
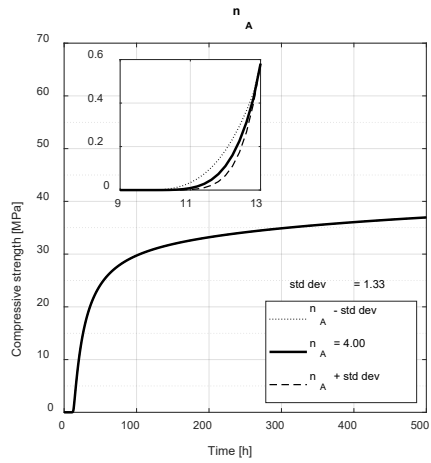
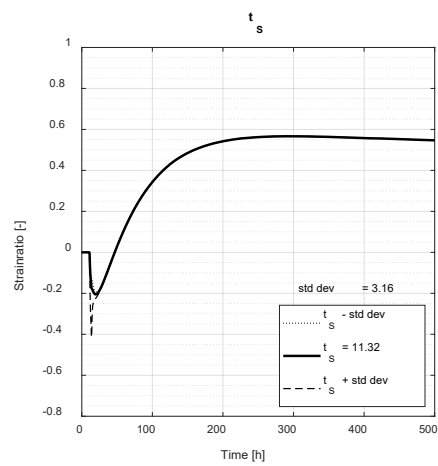
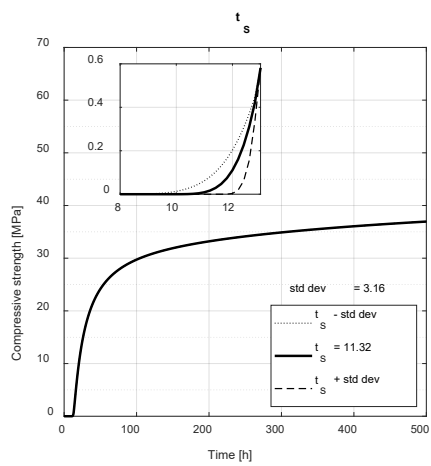
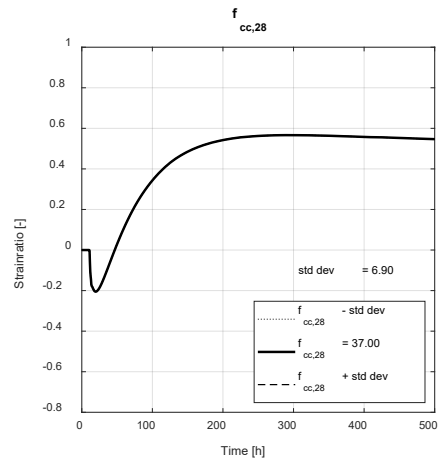
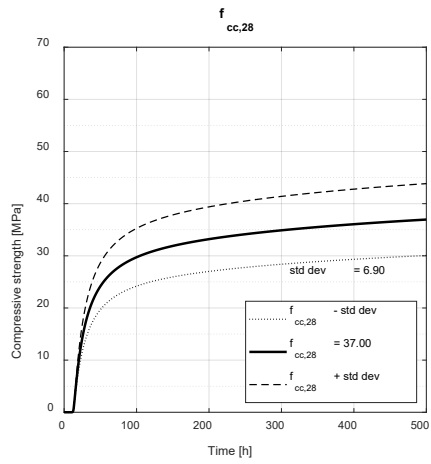


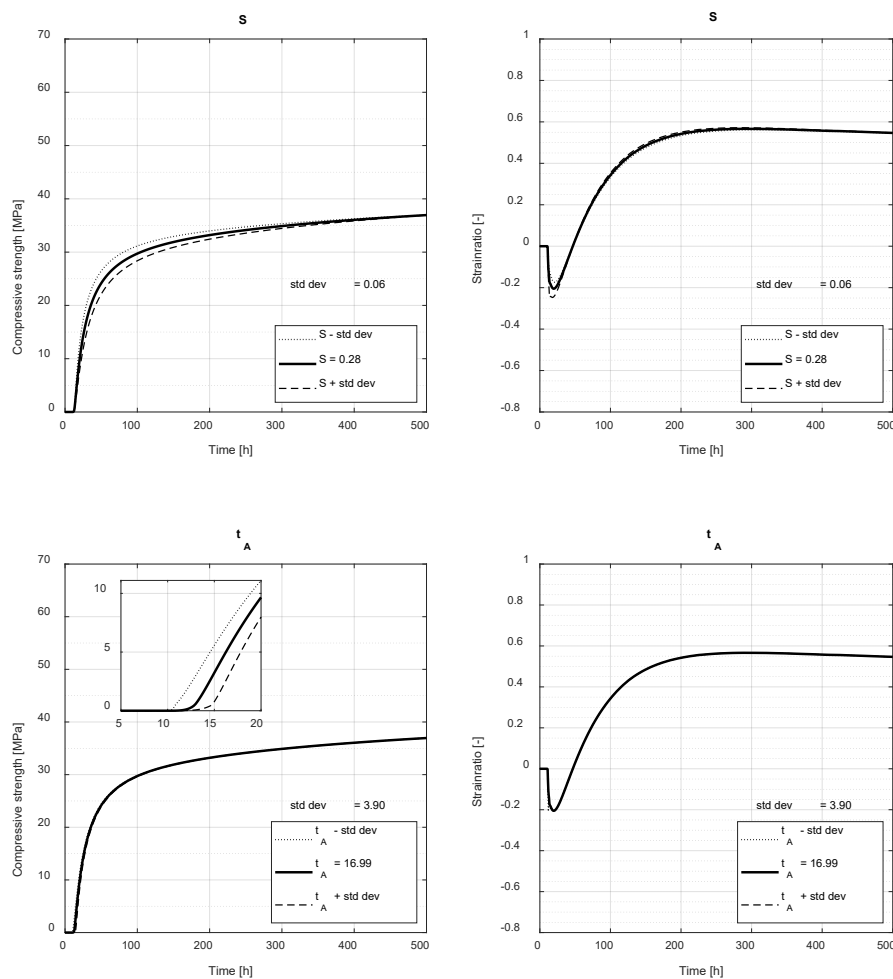
Figur 8.11 Tryckhållfasthet och sprickrisk för fall enligt Figur 8.9: inverkan av variation av individuella parametrar, se avsnitt 3.2 (ekv. (3.1)-(3.3)). Betong vbt 0,38-0,40. Respektive parameter varieras enligt tidigare med en standardavvikelse noterat i figurema. Detaljering i tidig ålder sker även.



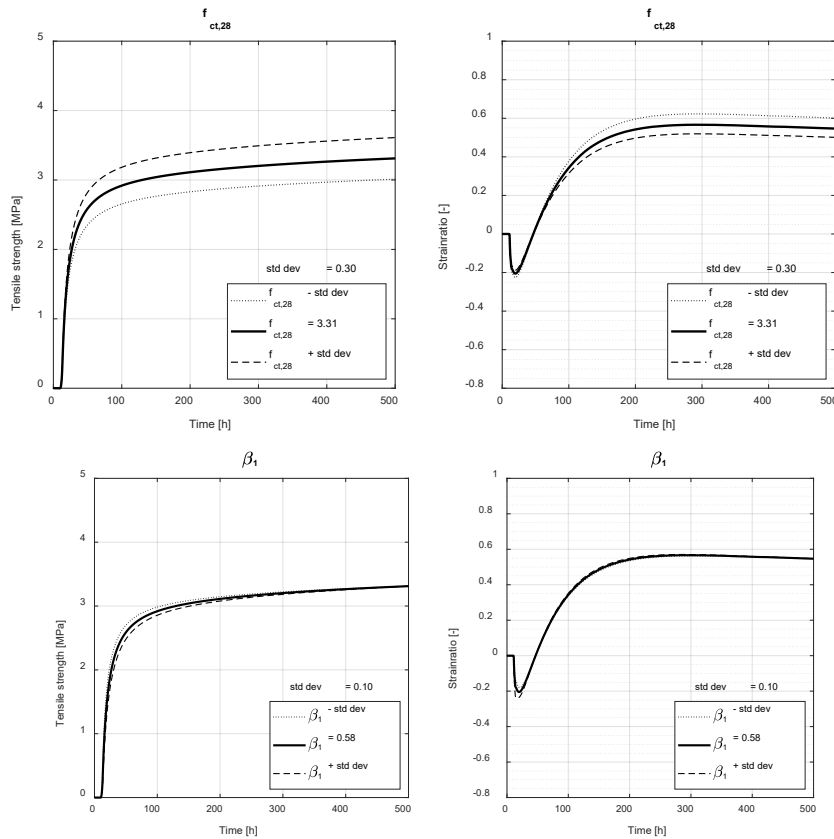
Figur 8.12 Draghållfasthet och sprickrisk för fall enligt Figur 8.9: inverkan av variation av individuella parametrar. Betong vbt 0,38-0,40. Respektive parameter, se tidigare figurer.







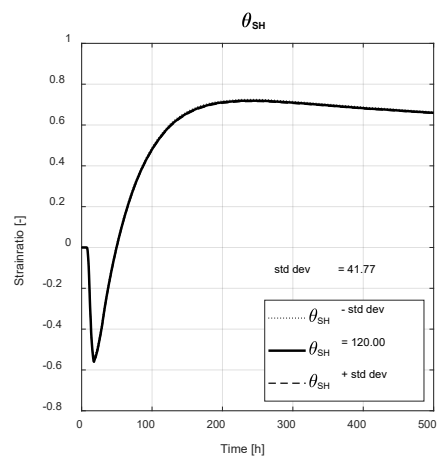
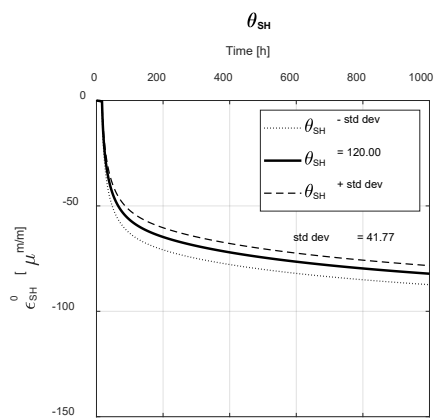
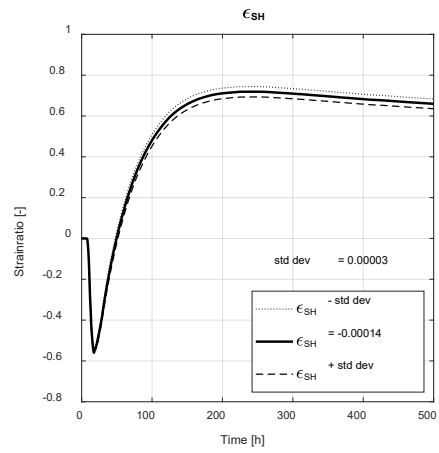
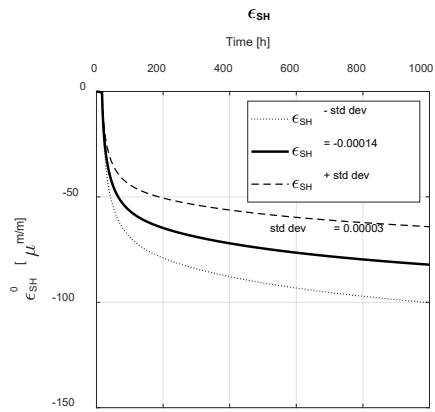
Figur 8.13 Tryckhållfasthet och sprickrisk för fall enligt Figur 8.9: inverkan av variation av individuella parametrar. Betong vbt 0,48-0,50. Respektive parameter, se tidigare figurer.

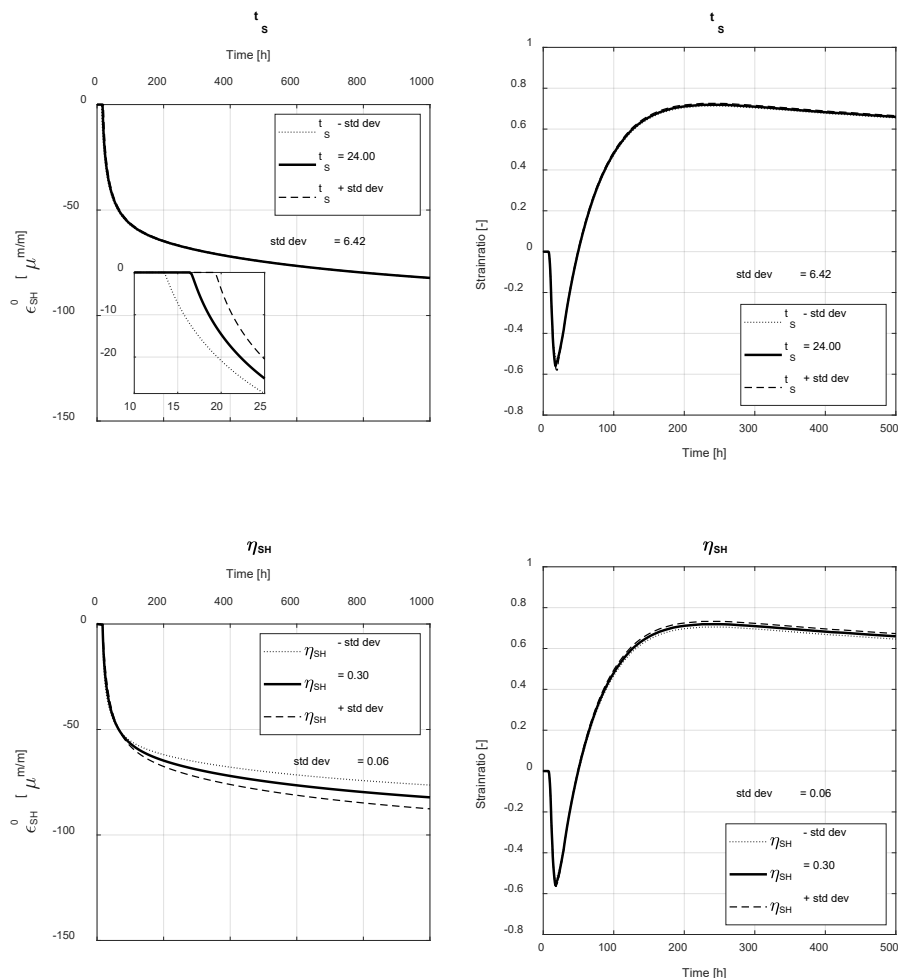


Figur 8.14 Draghållfasthet och sprickerisk för fall enligt Figur 8.9: inverkan av variation av individuella parametrar för beskrivande tillväxt. Betong vbt 0,48-0,50. Respektive parameter, se tidigare figurer.

### Autogen krympning

Effekt av variation av autogen krympning visas i Figur 8.15, där det observeras att den autogena krympningens slutvärde, startvärde och tidsförlopp har för detta fall av medium-massiv struktur en mindre påverkan på spänningsförlopp och sprickerisk. Troligen observeras andra effekter för andra typfall, t.ex. mer slanka strukturer med högt tvång.



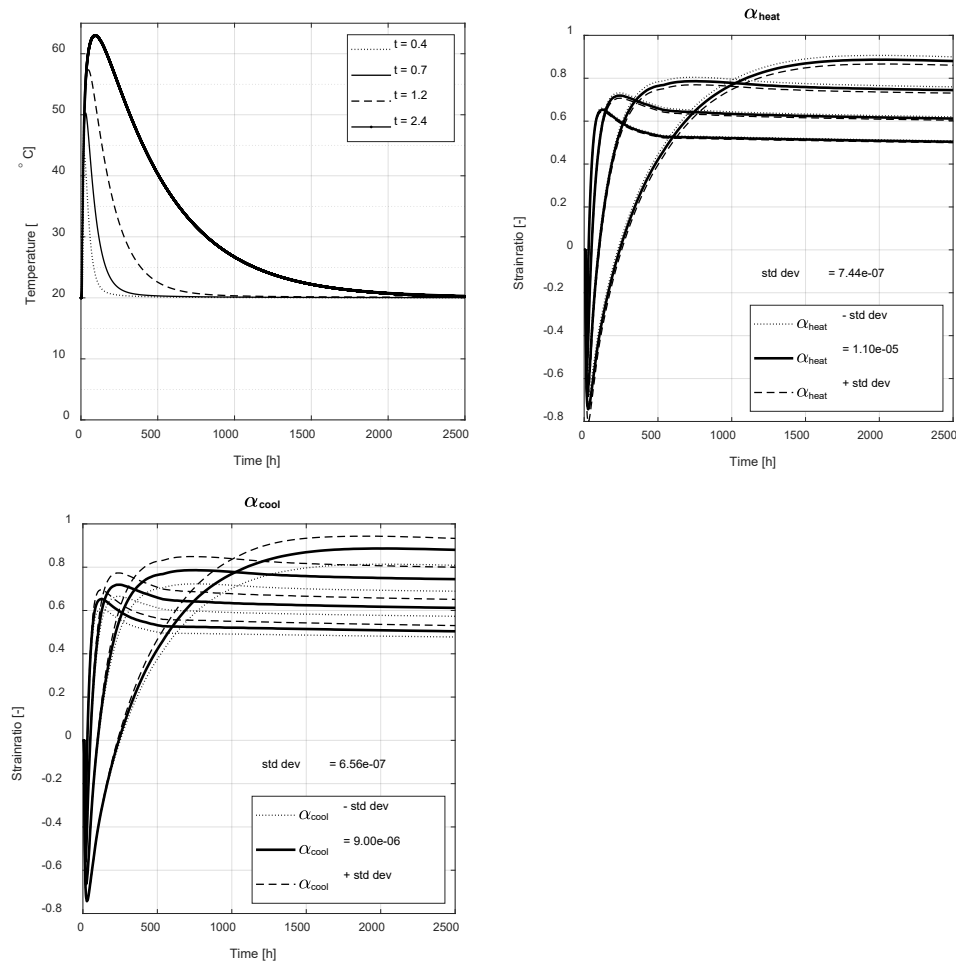


Figur 8.15 Autogen krympning och sprickrisk för fall enligt Figur 8.9: inverkan av variation av individuella parametrar, se kap 4, ekv. (4.3). Betong vbt 0,38-0,40

### Temperaturrelse

Effekt av variation av temperaturrelse visas i Figur 8.16 där även variation av tjocklek hos vägg har skett med bibehållna förutsättningar i övrigt; ex.vis är tvånget fortfarande 50 %.

Temperaturrelsekoefficienten under avsvaning ger en betydande påverkan på spänningsförlopp och sprickrisk. Beträffande sprickrisk observeras en mycket senare tillväxt av höga töjningsnivåer för grövre dimensioner – ett känt fenomen.



Figur 8.16 Temperatur för fyra väggjocklekar och inverkan på sprickrisk vid variation av temperaturrörelsekoeficient för fall enligt Figur 8.9.

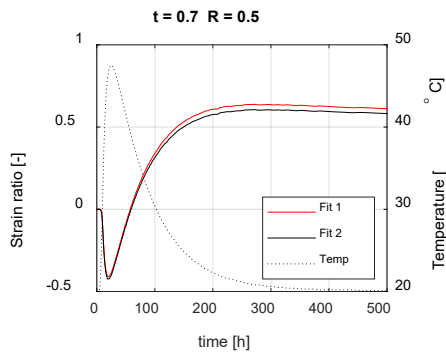
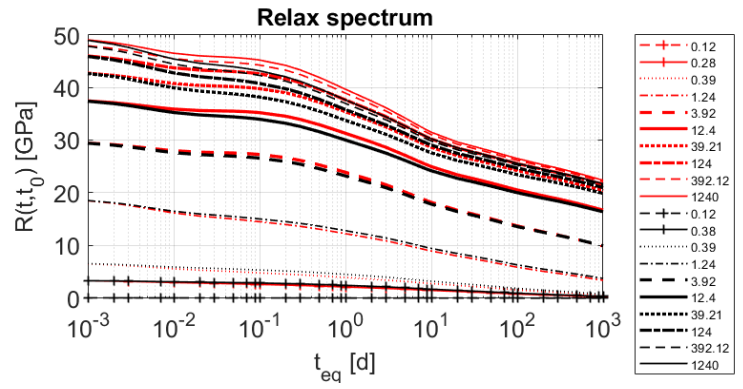
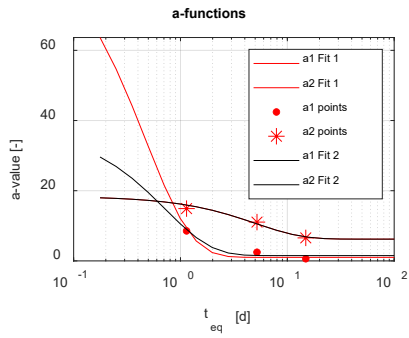
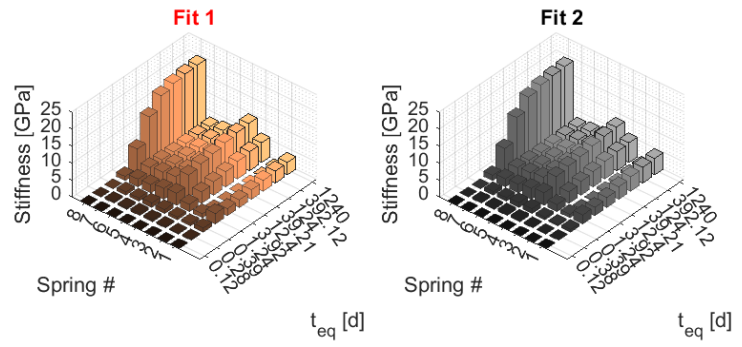
### Viskoelastiska egenskaper

Effekt av variation vid anpassning av modellparametrar för viskoelastiska egenskaper utfördes i två omgångar

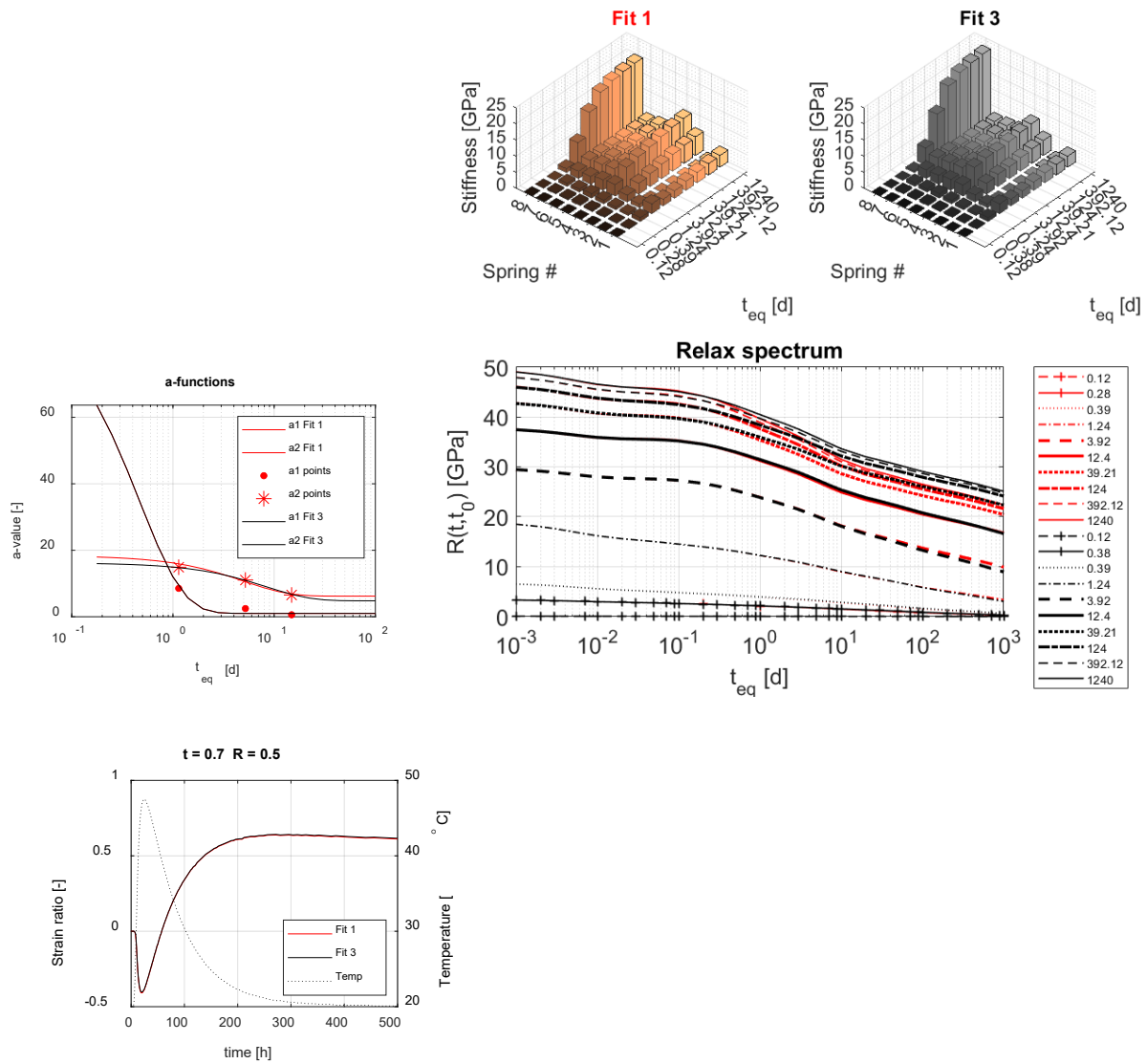
*Den första* genom analyser från samma försöksdata och efterföljande framtagningar av relaxationspektra enligt Figur 8.17a). Effekter på sprickrisk visas för respektive utvärdering.

För aktuella variationer, dvs. baserade på fyra olika anpassningar till samma försöksunderlag, observeras en liten påverkan på egenspanningarna.

*Den andra* genom att använda sig av utvärderingar från fem provningar av betonger med samma vbt 0,38 med olika bindemedel och olika sammansättningar, och dessutom utförda på olika laboratorier. Stora skillnader i elasticitetsmodul och relaxationspektra erhöles som direkt får konsekvenser på beräknade sprickrisker, se Figur 8.17b).



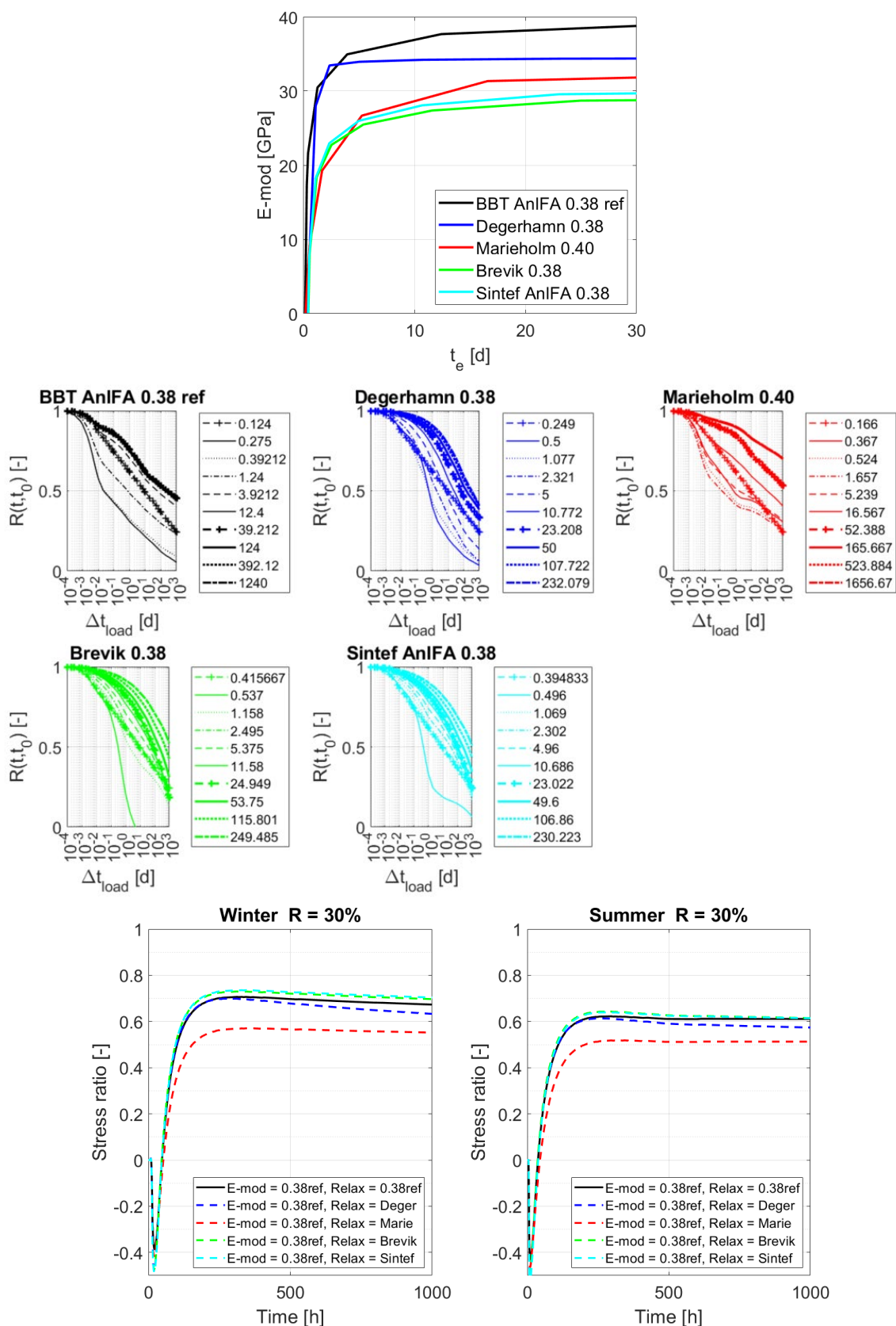
a)



b)

Figur 8.17 Viskoelastiska egenskaper och relaxationsspektra inverkan på sprickrisk för fall enligt Figur 8.9: Två parvisa jämförelser av spektran framtagna ur samma uppsättning av kryppförsök, se kap 5. Betong vbt 0,38.





Figur 8.18 Viskoelastiska egenskaper och relaxationsspektras inverkan på sprickrisk för fall enligt Figur 8.9 (sommars och vinterfall): Fem uppsättningar av betonger och utvärderade elasticitetsmodulusutvecklingar och relaxationsspektra. Betong vbt 0,38, olika bindemedel och betongsammansättningar.

#### 8.4 Monte Carlo-simulering - inverkan temperatur och ytsprickrisk.

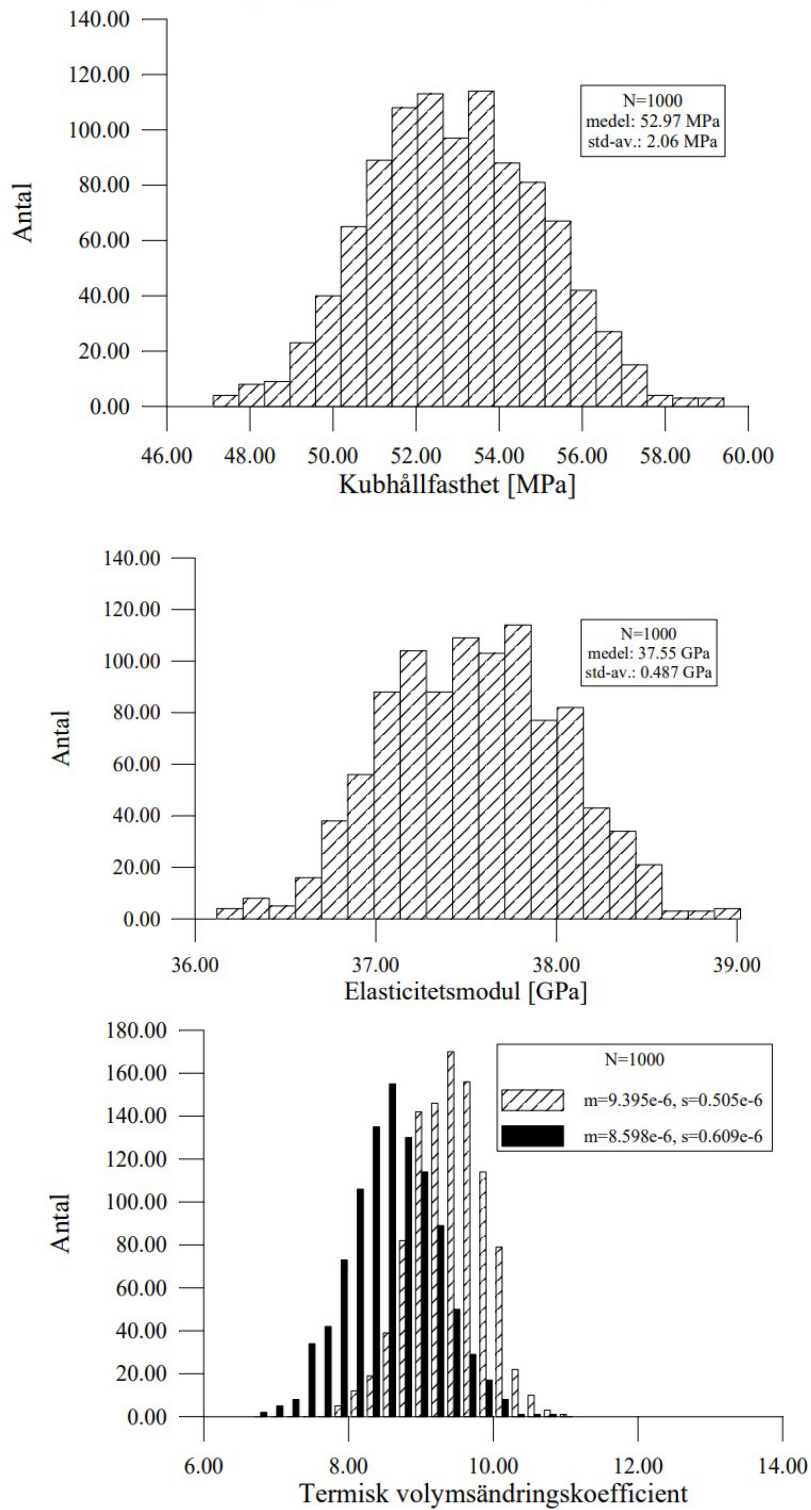
En intressant känslighetsanalys har rapporterats av Hedlund, Westman och Groth 1996 [40]. Fallet ytsprickor med symmetrisk temperaturfördelning studerades med det tidiga analysprogrammet TempStre-N [35]. Analysverktyget var en förlaga till ConTeStPro, icke desto mindre innehållande kvalificerad modellering bl.a. beträffande viskoelastiska egenskaper med Maxwell Chain modell och Triple Power Law samt olinjära effekter vid höga dragspänningar inkluderande hysteriseffekt vid avlastning. Den traditionella strukturmodelleringen enligt balkteori ingick i programmet, dvs. en variant av Compensation Line Theory, där bl.a. karaktärisering av eftergivlighet från fastlåsandande rand med resiliensteori utfördes (denna modellering sker även i ConTeStPro).

Monte-Carlo simulering nyttjades där ett större antal (800-1000) beräkningar exekverades för indata till tre situationer av gjutning med olika geometrier och temperaturer: a) 1,5 m och  $T_{\text{luff}} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , b) 2 m och  $T_{\text{luff}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ , c) 2 m och  $T_{\text{luff}} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ . Gjuttemperaturen var  $15 \text{ }^\circ\text{C}$  i alla fallen. Sprickrisken uttrycktes som en relation mellan dragspänning och draghållfasthet, se avsnitt 7.5.

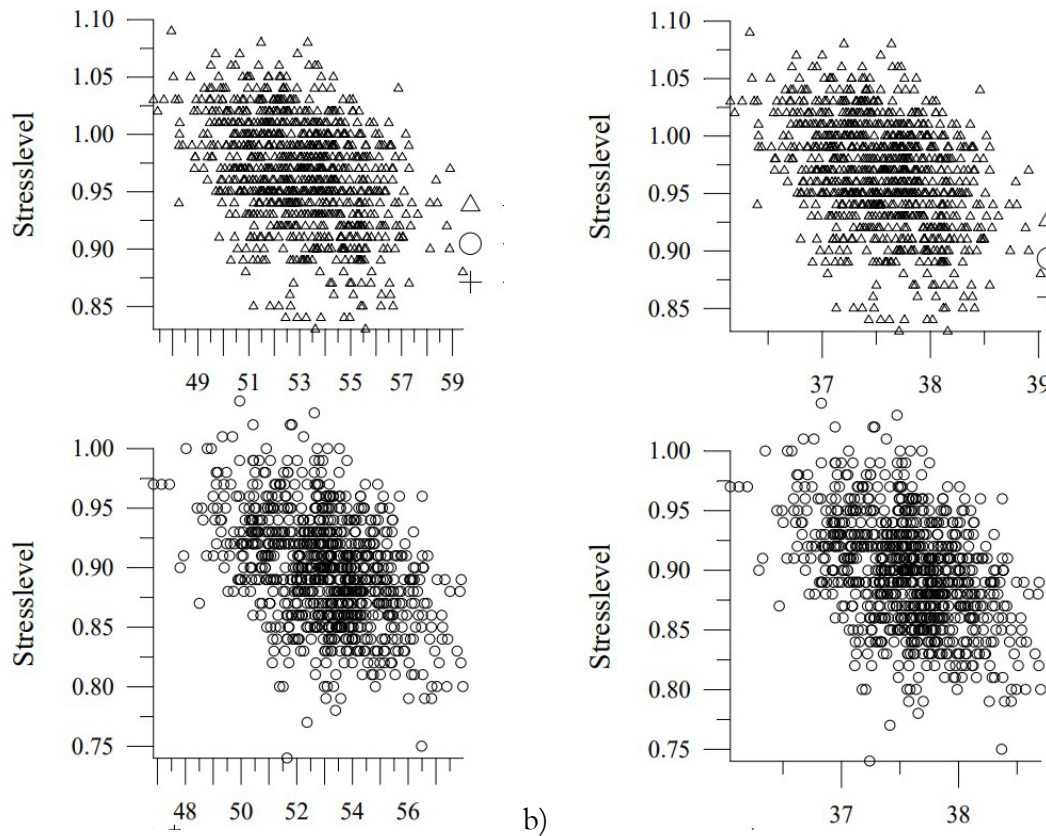
Materialegenskapers variationer erhöles genom studier av materialprovningar där normalfördelningar av respektive egenskap togs fram, se exempel i Figur 8.19 för tre egenskaper. Även utvärdering av krypegenskaper skedde där etablering av relaxationsegenskaper utfördes.

Via de efterföljande Monte-Carlo simuleringarna kunde respektive egenskapsområdes inverkan karaktäriseras. Därvid slumpades fram 1000 värden enligt normalfördelningar och inverkan på spänningsnivå erhöles. Exempel visas i Figur 8.20 och Figur 8.21 med observerade signifikanta större och tydligare inverkan av temperaturrelaxationskoefficienterna, och då framförallt temperaturutvidgningskoefficienten, jämfört med mekaniska egenskaper (elasticitetsmodul och hållfasthet).

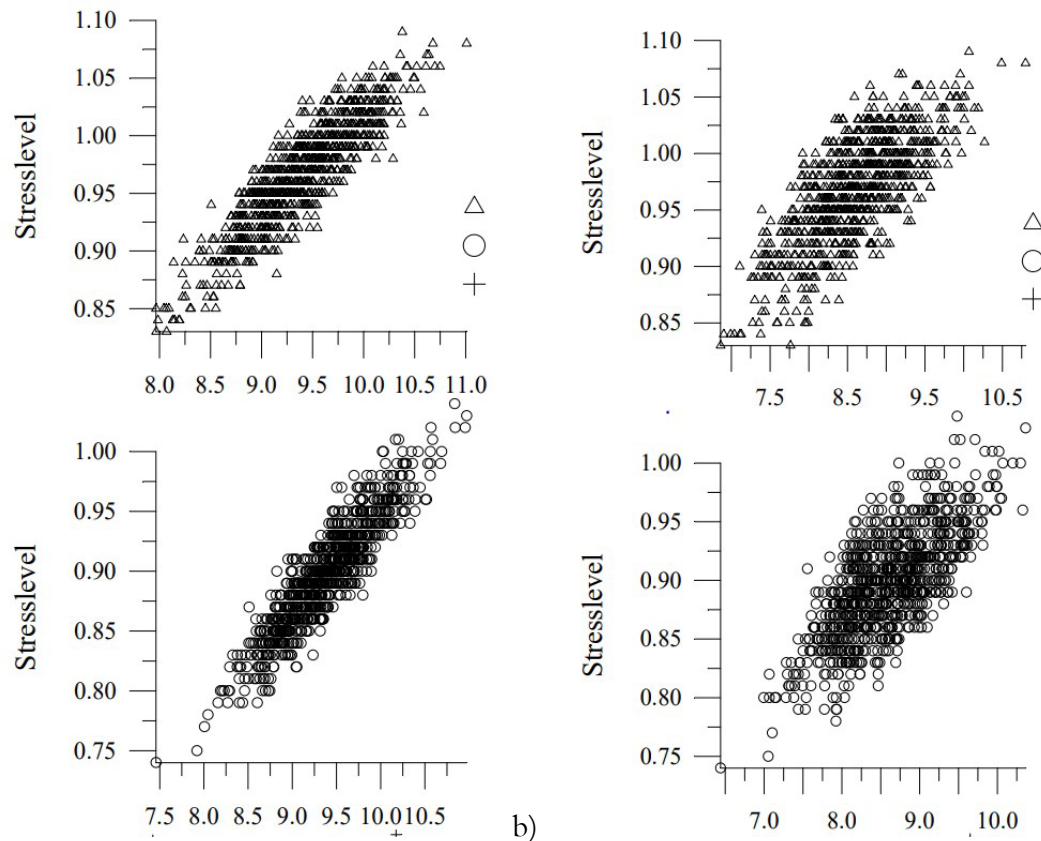
Rapporten redovisar även, baserat på simuleringarna, sannolikheten för ytsprickbildning med hänsyn till variationer av spänningar och draghållfastheter, se Figur 8.22 visande situation för ett av fallen. Det noteras i referensen att maximal ytspänning här har ett medelvärde uppgående till 1,67 MPa med en standardavvikelse av 0,08 MPa samtidigt som draghållfastheten har ett medelvärde 1,86 MPa med en standardavvikelse av 0,05 MPa. En intressant överlappning kan observeras där ytspricka sannolikt uppträder.



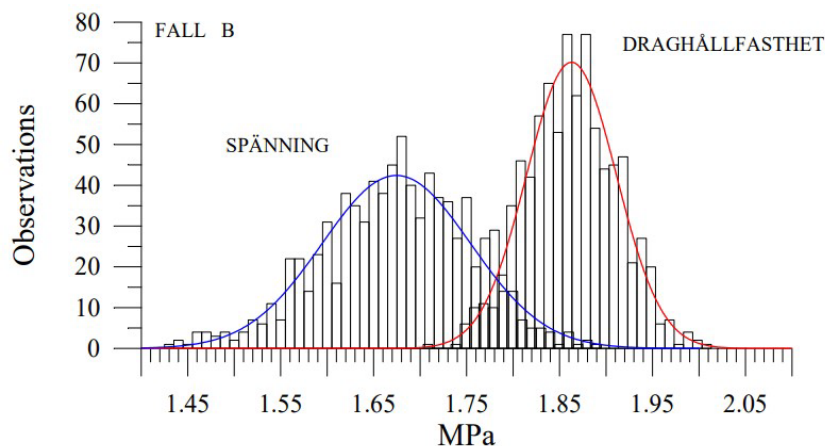
Figur 8.19 Fördelning av tryckhållfasthet, elasticitetsmodul och temperaturrörelsekoefficienter, exempel med indikation av medelvärde och standardavvikelse, från Från Hedlund, Westman, Groth (1996) [40].



a) b)  
 Figur 8.20 Inverkan av respektive egenskapsområde på ytsprickrisk genom MonteCarlo simulering nyttjande fördelning enligt figur 8.16 a) hållfasthet b) E-modul,  $d = 2 \text{ m}$ ,  $T_{\text{lufi}} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$  (övre),  $T_{\text{lufi}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  (nedre). Från Hedlund, Westman, Groth (1996) [40].



Figur 8.21 Inverkan av respektive egenskapsområde på ytspäckrisk genom MonteCarlo simulering nyttjande fördelning enligt figur 8.16 a) temperaturutvidgningskoefficient b) temperaturkontraktionskoefficient,  $d = 2 \text{ m}$ ,  $T_{\text{luft}} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$  (övre),  $T_{\text{luft}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  (nedre). Från Hedlund, Westman, Groth (1996) [40].



Figur 8.22 Normalfördelningsfunktion för aktuell ytspänning och motsvarande draghållfasthet i yt-skikt för ett av studerade fall enligt ovan. Från Hedlund, Westman, Groth (1996).

### 8.5 Studie genomgående sprickor vägg på platta, SBUF 14170

Inom det nyligen rapporterade projektet ”Metoder för sprickriskbedömning och -begränsning hos hårdnande betong” [19] har en parameterstudie genomförts i två steg; en traditionell parametervariation respektive en Monte Carlo simulering. Vägg, 0,7 m, på platta valdes som beräkningsfall och en egen Matlab-rutin programmerades upp med liknande materialsamband som ConTeStPro förutom en annorlunda viskoelastisk modellering (Double Power Law) och ett linjär-elastiskt beteende för betongens arbetskurva i drag. Det valdes att utgå från en

uppsättning materialdata från databas ConTeStPro, dvs. en betongkvalitet  $v_{ct} = 0,40$  med Anl Degerhamn utprovad och analyserad ca 15 år sedan vid LTU.

En validering av materialparametrar visade på bra överensstämmelse med ConTeStPro beträffande temperaturutveckling. Dock medförde den annorlunda krypfunktionen och den linjära modellering stora skillnader i egenspanningar mellan beräkningsverktygen.

#### *Enfaktormetod*

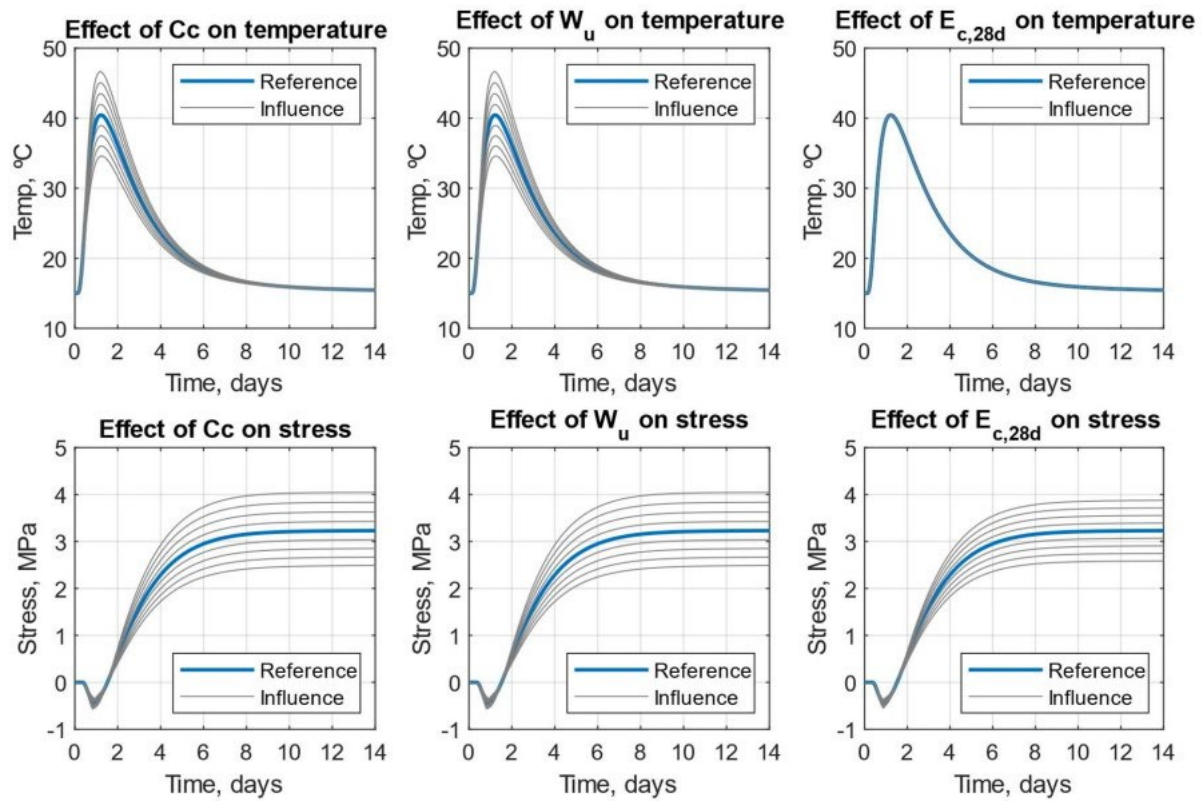
I det första steget skedde variationer av 22 inverkan parametrar med en faktor i taget; så kallad OFaT metod. Var och en av ingående värden varierades med  $\pm 20\%$  ”rakt av” i steg om 5 %, dvs. utan hänsyn till någon viktning el. dyl. Medelvärde av varje parameter hämtades ifrån den ovan nämnda betongen, några materialparametrar varierades inte eftersom de inte bedömdes variera nämnvärt, t.ex. densitet, värmeledning.

Här användes krypmodellering genom Double Power Law, en funktion föreslagen av Bazant et al för drygt 30 år sedan, Tre av de valda variationsparametrarna beskriver den viskoelastiska modelleringen.

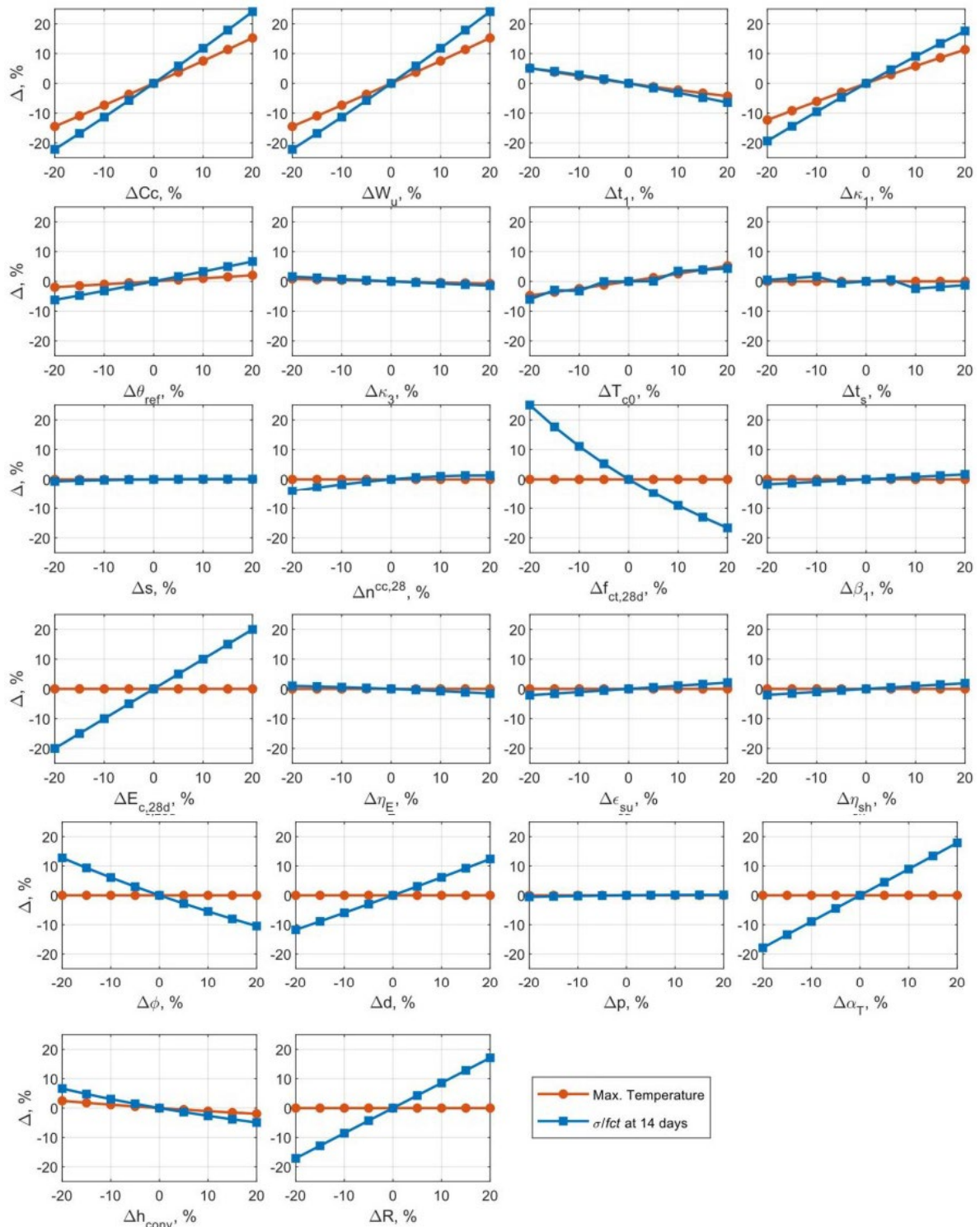
Det kan nämnas att Double Power lagen har vissa egenheter i tidig ålder och bedömdes i tidiga arbeten vid LTU ge så stora felaktigheter mot försökobservationer att vidareutveckling skedde mot den så kallade Triple Power Law och sedermera Linear Logaritm Law, se t.ex. Emborg (1989) [35], Larson (2003) [32], Larson och Jonasson (2003) [33]. [34].

Figur 8.23 visar exempel på effekter vid variation av tre parametrar: cementmängd, slutlig hydratationsvärme och elasticitetsmodul vid 28 dygn. Förväntade resultat observeras t.ex. att elasticitetsmodul inte har någon inverkan på temperatur och att ändlig hydratationsvärme och cementmängd ger samma effekt på temperatur och sprickrisk, här uttryckt som spänningskvot (se avsnitt 7.5). Figur 8.24 och Figur 8.25 ger en sammanställning av inverkan av de övriga parametrarna, där bl.a. de tre parametrarna för viskoelastisk modellering ingår:  $\varphi$ ,  $d$  och  $p$ .

Utmärkande vid betraktande av Figur 8.23–Figur 8.25 är den logiska frånvaron av mekaniska egenskapers påverkan på temperaturförloppet och den stora effekten på egenspanningarna och därigenom sprickriskerna.

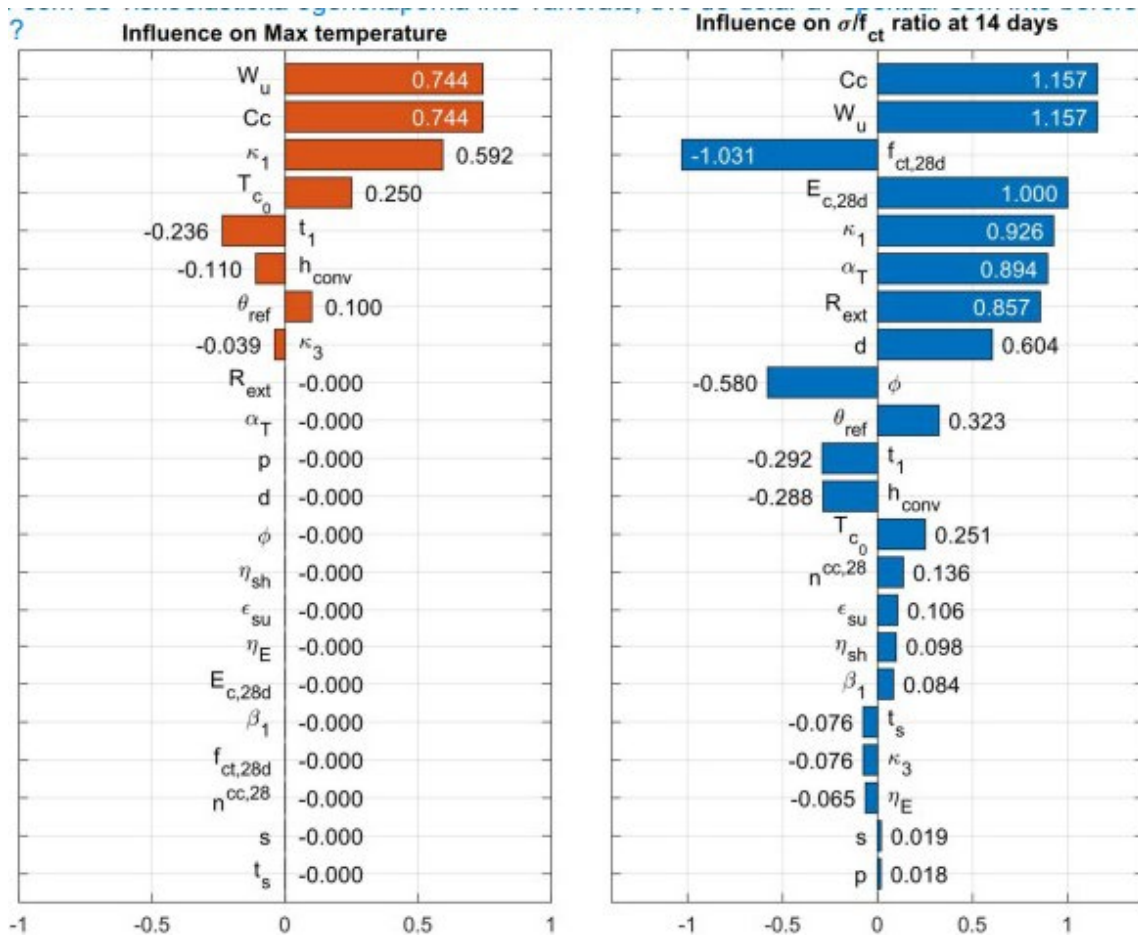


Figur 8.23 Exempel på effekter av cementmängd, ändligt hydratatonsvärme och 28-dygns elasticitetsmodul vid variation upp till 20 % på temperaturutveckling respektive egenspanning enligt OFaT metod, dvs. en faktor i taget, från [19].



Figur 8.24 Variation av ingående parametrar och inverkan på temperatur och spänningsnivå vid variation upp till 20 % av ursprungligt referensvärde. OFaT-metod, från [19].





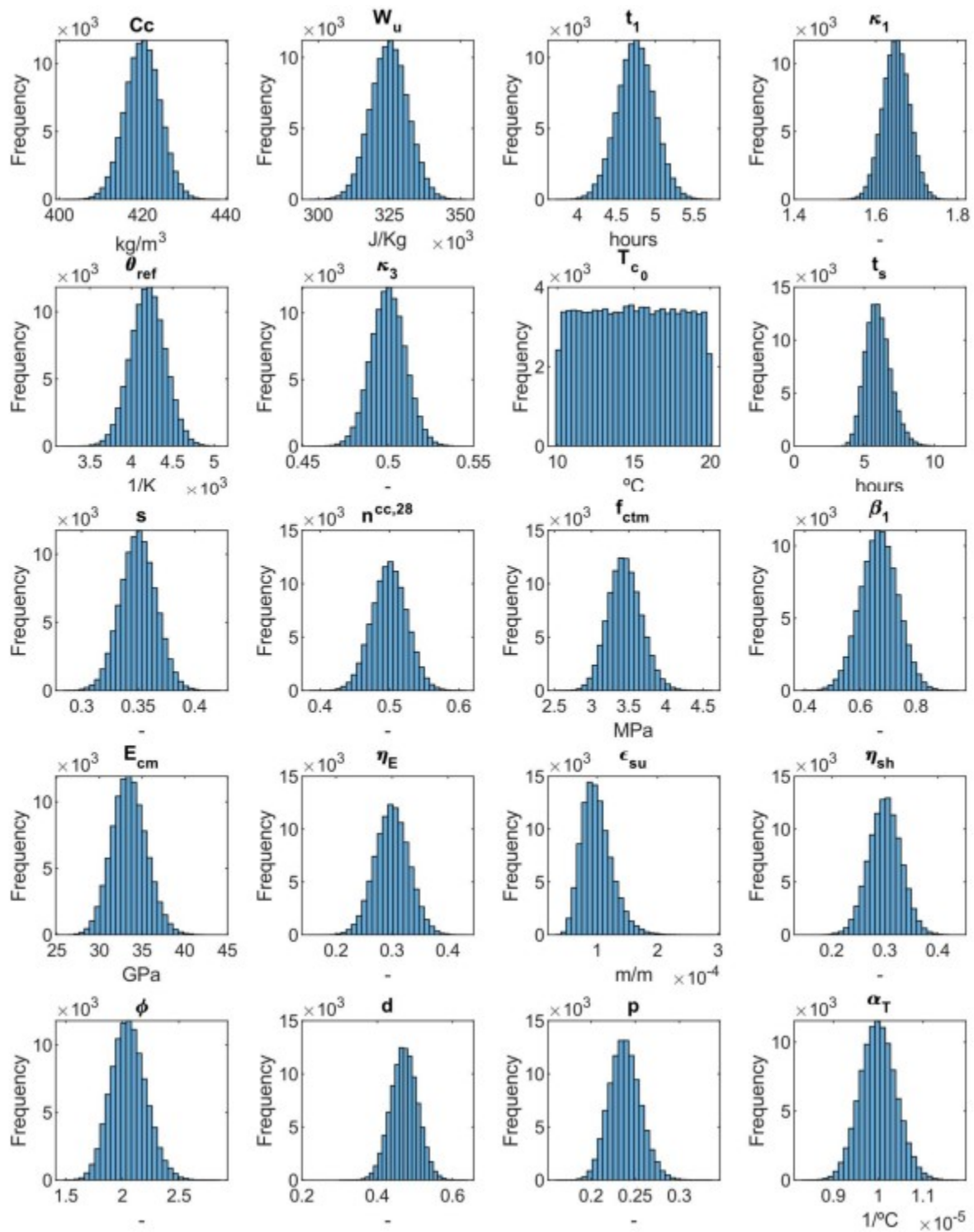
Figur 8.25 Sammanställning av effekter vid variation av parametrar, OFaT -metod, från [19].

### Monte Carlo simulering

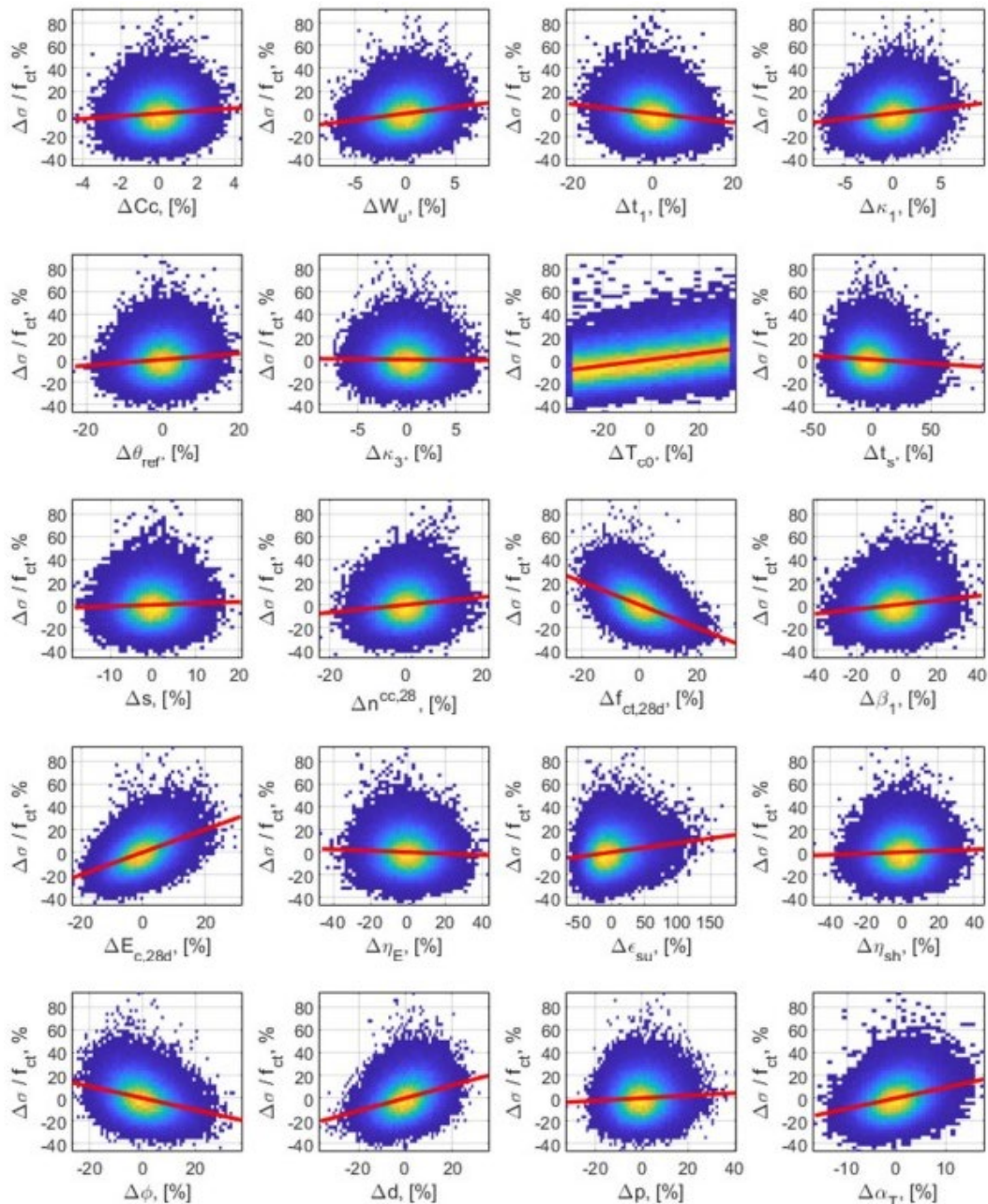
Denna simulering med den kända metoden Monte Carlo utgick från samma beräkningsfall med samma utgångsvärden på materialparametrarna där variationer skedde baserat på arbete enligt avhandling, Krauss (2003) [41], [42]. Genom att en annan krypfunktion än Double Power Law användes av Krauss fick en transformering ske av dennes variationskoefficienter mot den aktuella DP modellen genom ett speciellt förfarande. Vilka förutsättningar som rådde i Krauss' arbete är dock något oklart. Presentation av parametrarnas statistiska fördelningar redovisas, se Figur 8.26 och resultat från simuleringarna visas i Figur 8.27. Några parametrar visar på tydlig inverkan på sprickrisk, bl.a. draghållfasthet, elasticitetsmodul, krypegenskaper och temperaturrörelsecoefficient. I rapporten redovisas ett antal efteranalyser bl.a. så kallad korrelationskoefficient, regression och så kallad Random Forest Feature Importance, se [19].

### Avslutande reflektion

I [19] sammanfattas studien med båda metoderna genom att tabellera de viktigaste parametrarna beträffande inverkan på temperatur och därigenom sprickrisk. Draghållfasthet, elasticitetsmodul och utgångstemperatur ansågs ha en stor inverkan under det att cementmängd, krypegenskaper och temperaturrörelsecoefficient rankades ha en något mindre påverkan.



Figur 8.26 Statistiska fördelningar för 100 000 slumpmässigt genererade parameterkombinationer vid Monte Carlo-simulering, från [19].



Figur 8.27 Resultat från Monte Carlo-simuleringar med avseende på spänningskvot. Röda linjer markerar regressionsanalys från [19]

### Kommentarer angående andra känslighetsstudier

Känslighetsanalysen i SBUF projekt 14170 jämförs med andra liknande studier. t.ex. kommenteras att i Krauss' egen studie [41] ingick flera betongrecept vilket innebar att värmeutvecklingen varierade tydligt och blev rankad högt som en påverkansfaktor. Graden av tvång nämns i även som inverkansfaktor.

Det bör kommenteras av författarna av denna rapport: Givetvis är tvånget förmodligen den allra viktigaste påverkansfaktorn. Olika värden och egenskaper av tvånget har en dominerande inverkan på egen-spänningarnas storlek och i vissa fall även huruvida den unga betongen är utsatt för tryck- eller dragspänningar under härdningen. Tvånget kan inte förbises i detta sammanhang.

En studie av Lura och van Breugel [43] nämns i SBUF-projektet där specifikt termiska egenskaperna studerats med hjälp av OFAT-analys enligt ovan. Värmekapacitet och temperaturutvidgningskoefficient listas som betydande faktorer.

Baserat på egna erfarenheter och andra studier delar Bjöntegaard [44], [45] in påverkansfaktorer i två kategorier: materialrelaterande faktorer respektive omgivningsfaktorer med tre nivåer av påverkan. Enligt SBUF projektet framhävs i [44] liknande parametrar som Krauss med tillägget att autogen krympning och tillstyvnadstid har stor påverkan.

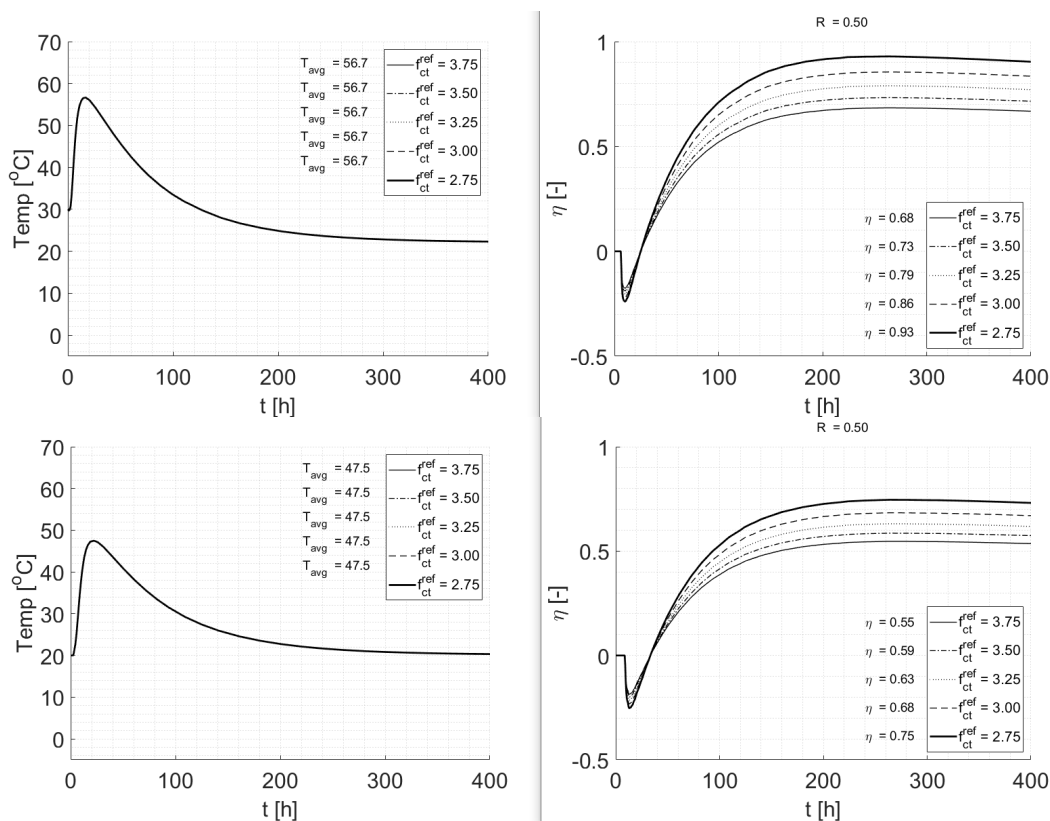
Parameterstudier av Klausen [46] och Bokhorsts [47] (examensarbete), kommenteras också i SBUF-projektet.

### 8.5 Olinjära effekter, hållfasthets samband, Pickett-effekt

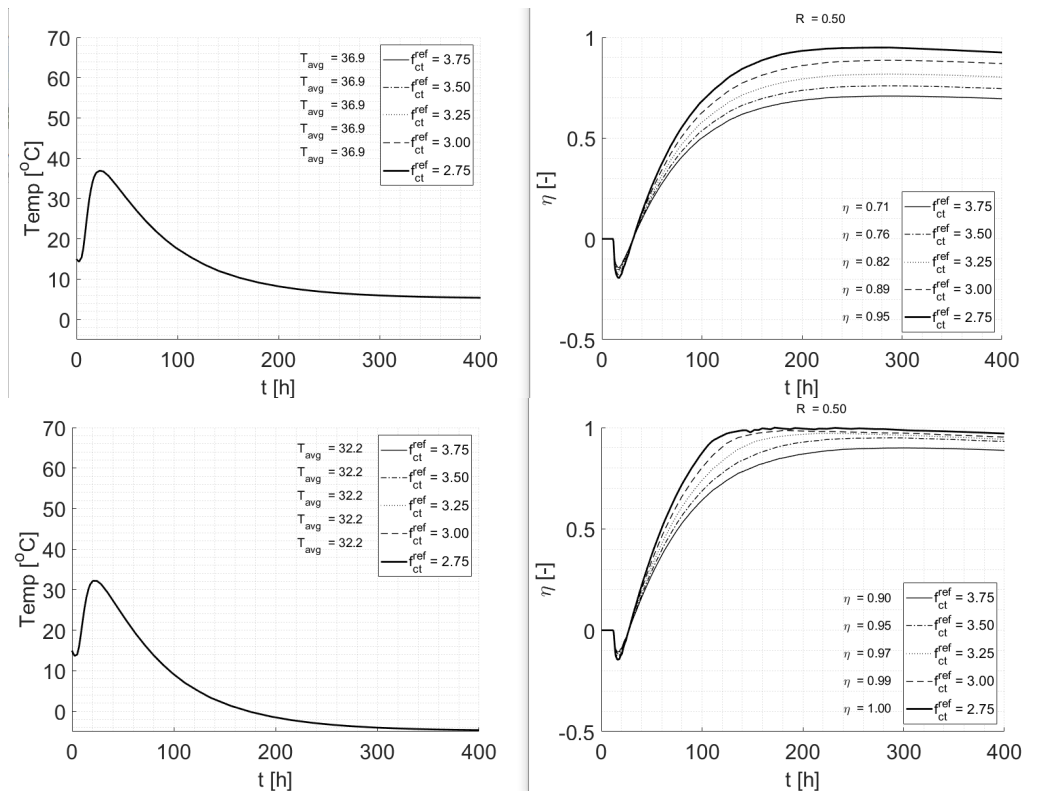
En separat studie har genomförts av samband huvudsakligen beskrivna i kap 7. Fyra situationer av genomgående sprickor för vägg 0,7 m, tvång 50 % analyserades med varierande gjut- och lufttemperatur. Fem intressanta områden studerades och presenteras i Figur 8.28 och Figur 8.29.

#### Draghållfasthetens referensvärde $f_{ct}^{ref}$

Stor till mycket stor inverkan på sprick erhålls vid variation +/- 0,5 MPa från ursprungsvärde, se Figur 8.28 och Figur 8.29.



Figur 8.28 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av draghållfasthet  $f_{ct}^{ref}$ .  $T_{gjut} = 30$  °C resp. 20 °C,  $T_{luft} = 20$  °C.



Figur 8.29 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av draghållfasthet  $f_{ct}^{ref}$ .  $T_{gjut} = 15$  °C,  $T_{luft} = 5$  °C resp.  $-5$  °C.

### Tryckhållfasthet $f_{cc}^{ref}$

Något förvånande erhålls en stor inverkan vid variation av tryckhållfasthet ( $\pm 5$  MPa), Figur 8.30 och Figur 8.31. Detta beror på påverkan av den relativa tillväxten inverkan på draghållfasthetens tillväxt.

### Draghållfasthetens tillväxt $\beta_1$

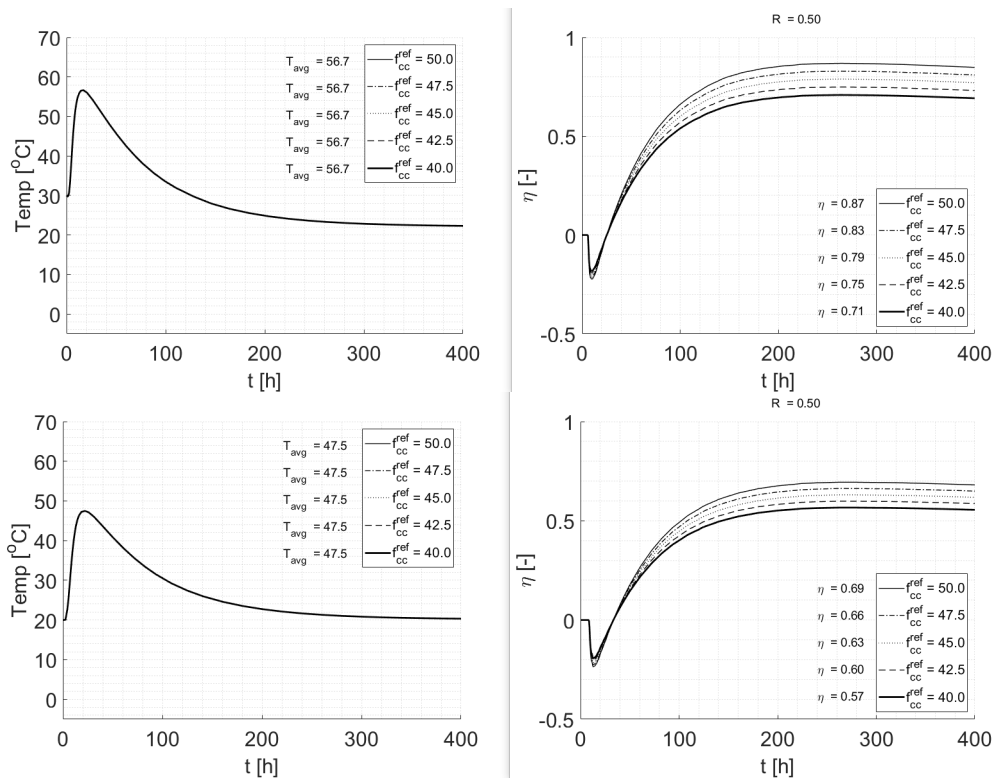
På samma sätt som ovan får variation av tillväxten stor inverkan på sprickrisk, se Figur 8.32 och Figur 8.33. Variation av  $\beta_1$ -faktorn är tämligen ansenlig.

### Olinjäritetsfaktorn $\alpha_{ct}$

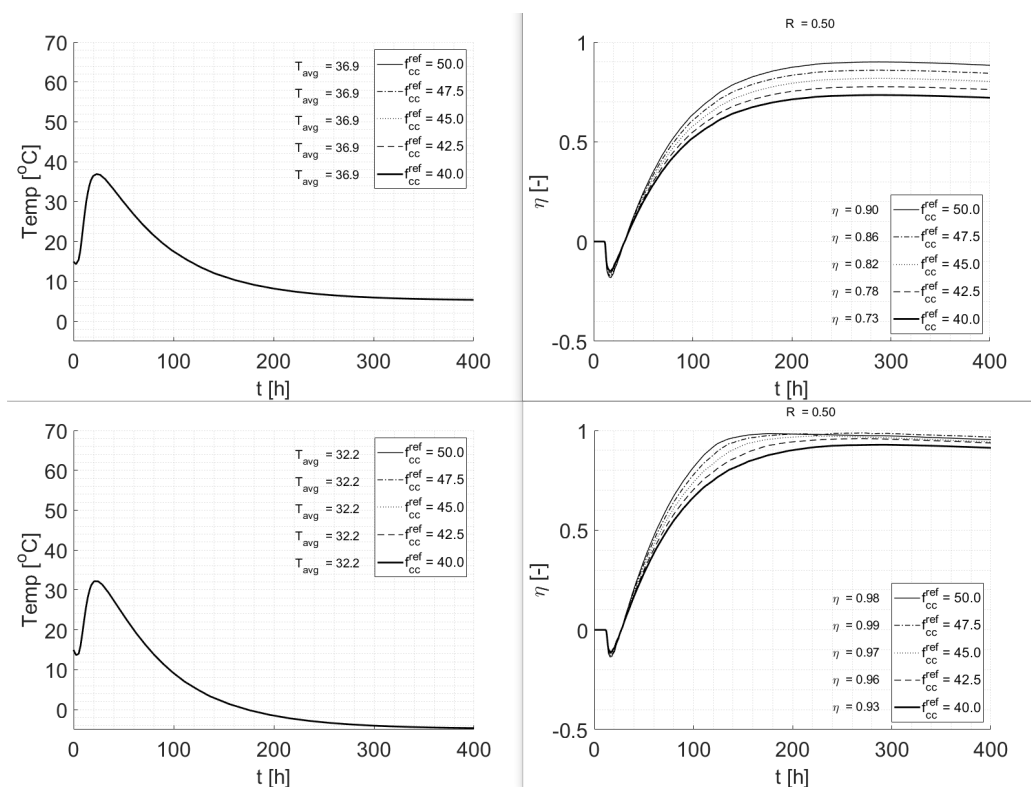
Denna har en liten påverkan på resultaten, se Figur 8.34–Figur 8.35. Variation skedde från 0,5–1,0.

### Pickett-effekten $\rho_T, \rho_\phi$

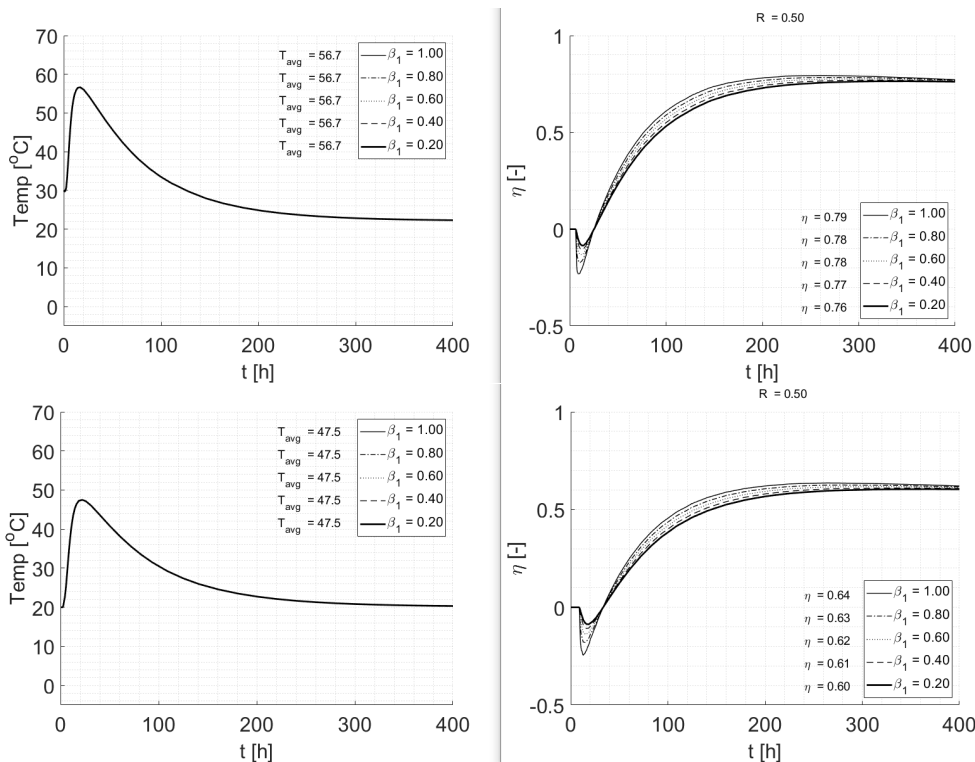
För det analyserade fallet observeras en stor skillnad i påverkansgrad beträffande temperaturfaktorn  $\rho_T$  jämfört med krympfaktorn  $\rho_\phi$ . Se Figur 8.36–Figur 8.39. Detta förklaras av att krympfaktorn får mycket liten effekt eftersom stor del av den autogena krympningen redan skett då högre spänningsnivåer i drag uppnås, dvs. då Pickett-effekten börjar aktiveras.



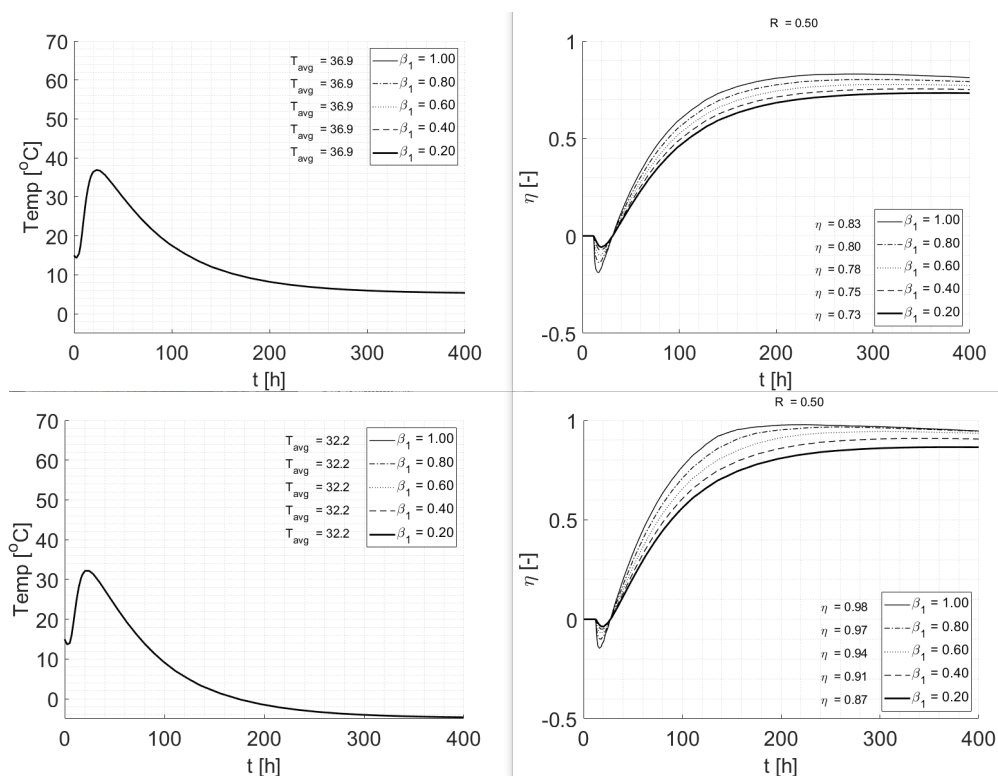
Figur 8.30 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av tryckhållfasthet  $f_{cc}^{\text{ref}}$ .  $T_{\text{gjut}} = 30$  °C resp.  $20$  °C,  $T_{\text{luft}} = 20$  °C.



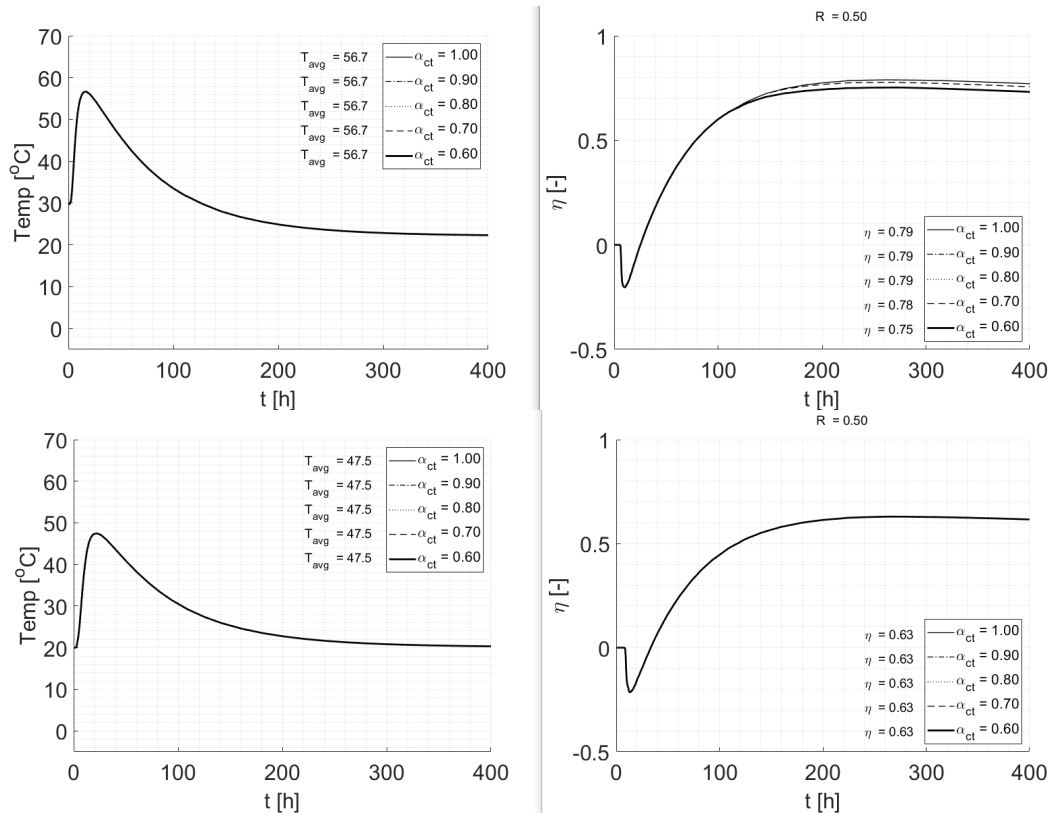
Figur 8.31 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av tryckhållfasthet  $f_{cc}^{\text{ref}}$ .  $T_{\text{gjut}} = 15$  °C,  $T_{\text{luft}} = 5$  °C resp.  $-5$  °C.



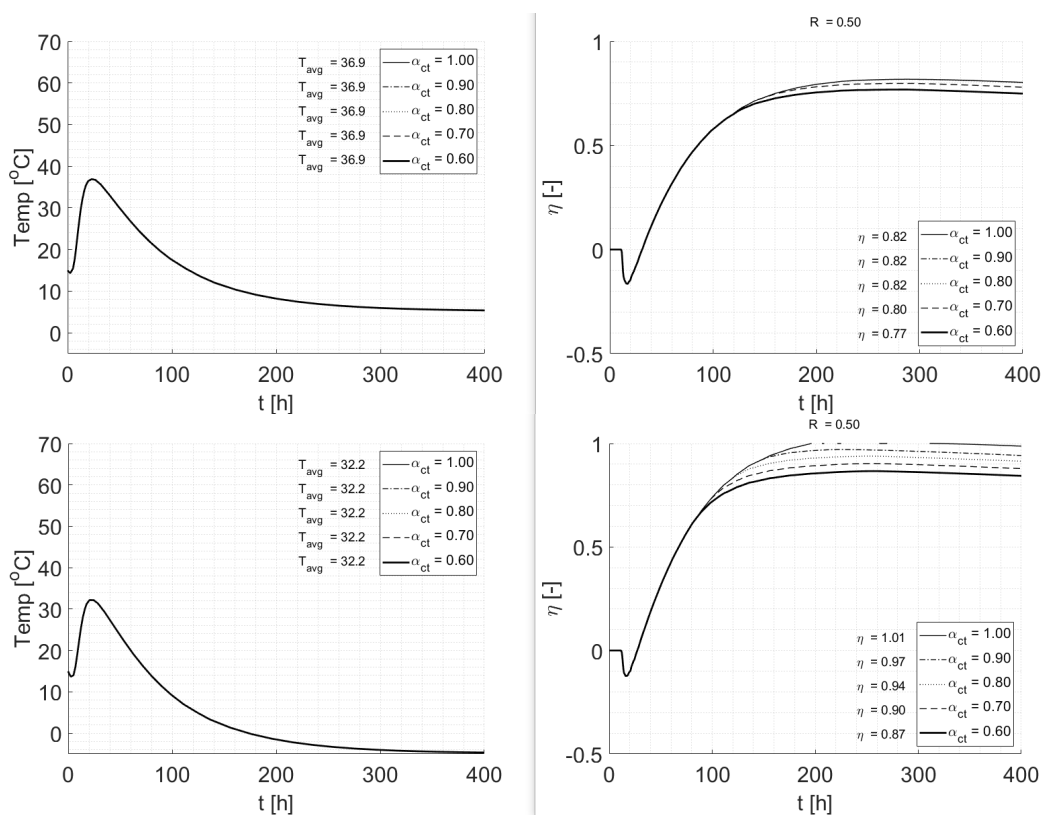
Figur 8.32 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\beta_1$ .  $T_{giut} = 30\text{ °C}$  resp.  $20\text{ °C}$ ,  $T_{luft} = 20\text{ °C}$ .



Figur 8.33 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\beta_1$ .  $T_{giut} = 15\text{ °C}$ ,  $T_{luft} = 5\text{ °C}$  resp.  $-5\text{ °C}$ .

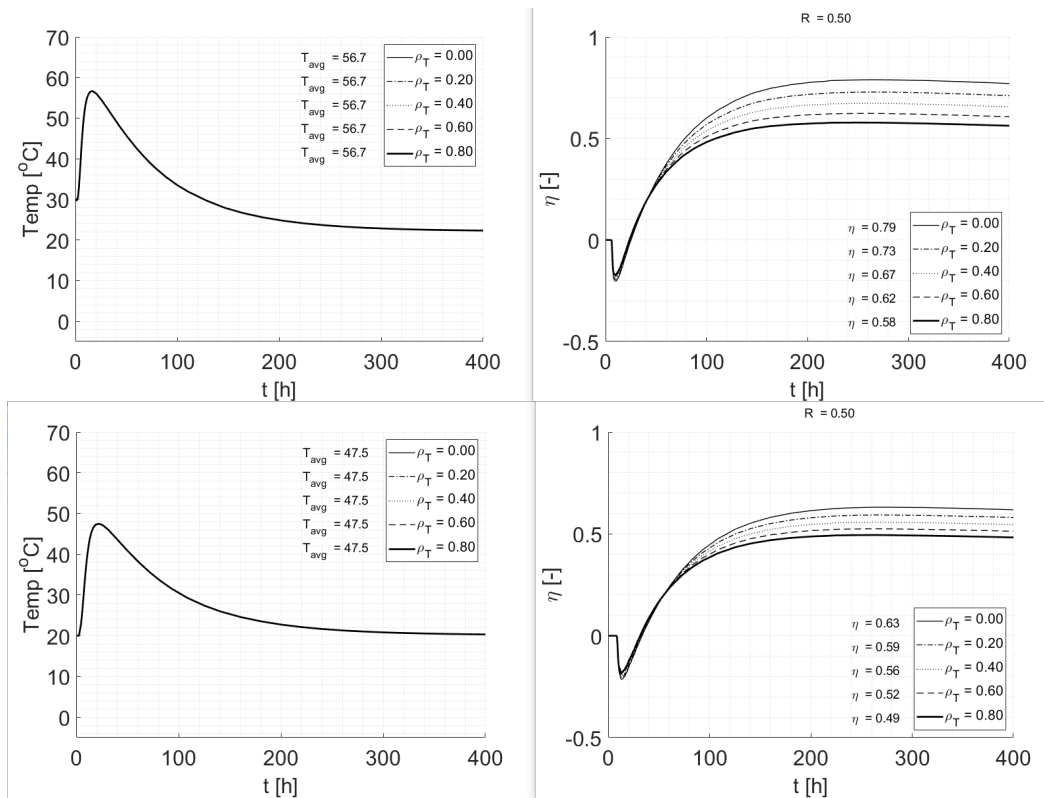


Figur 8.34 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\alpha_{ct}$ .  $T_{gjut} = 30\text{ °C}$  resp  $20\text{ °C}$ ,  $T_{luft} = 20\text{ °C}$ .

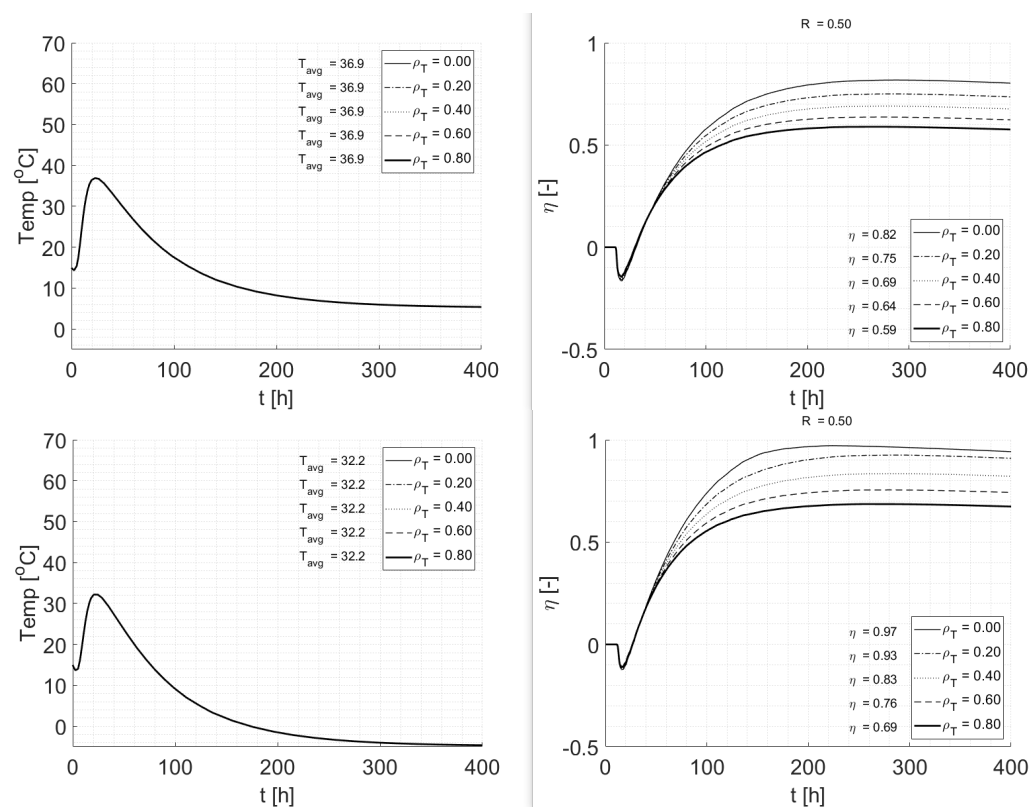


Figur 8.35 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\alpha_{ct}$ .  $T_{gjut} = 15\text{ °C}$ ,  $T_{luft} = 5\text{ °C}$  resp.  $-5\text{ °C}$

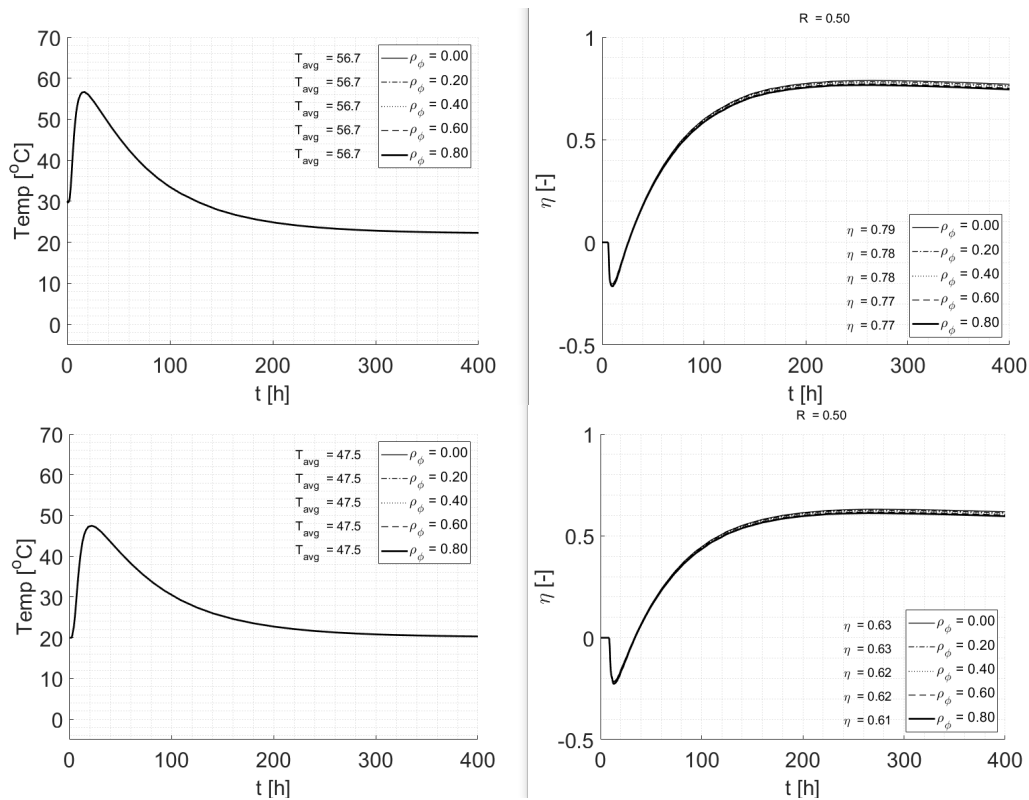




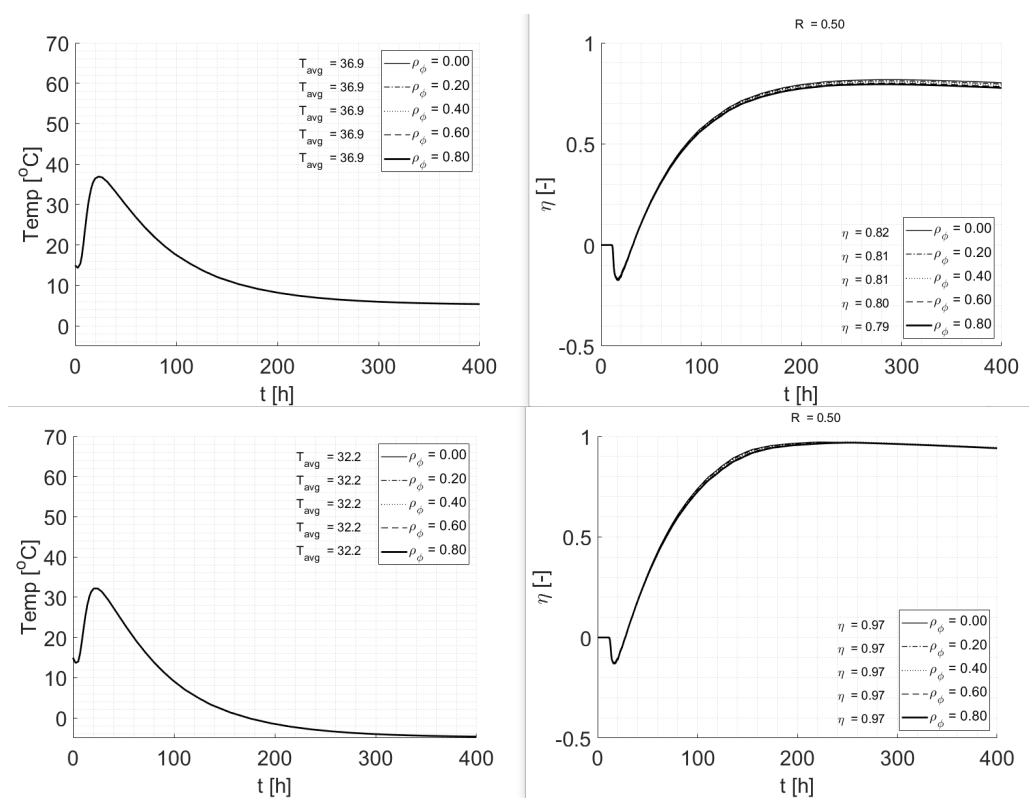
Figur 8.36 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\rho_T$ .  $T_{gjut} = 30 \text{ }^\circ\text{C}$  resp  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_{luft} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$



Figur 8.37 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\rho_T$ .  $T_{gjut} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_{luft} = 5 \text{ }^\circ\text{C}$  resp.  $-5 \text{ }^\circ\text{C}$



Figur 8.38 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\rho_\phi$ .  $T_{gjut} = 30\text{ °C}$  resp  $20\text{ °C}$ ,  $T_{luft} = 20\text{ °C}$



Figur 8.39 Temperatur och sprickrisk (töjningskvot) vid variation av parameter  $\rho_\phi$ .  $T_{gjut} = 15\text{ °C}$ ,  $T_{luft} = 5\text{ °C}$  resp.  $-5\text{ °C}$ .

## 9 Referenser

- [1] Nilsson et al: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling med hänsyn till miljökriterier, Slutrapport. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024.
- [2] Nilsson et al: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling med hänsyn till miljökriterier, Slutrapport sammanfattning. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2023.
- [3] Nilsson et al: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling med hänsyn till miljökriterier, Materialdata för beräkning av temperatur, hållfasthet och spänningar – betong med AnlFA-cement, flygaska och slagg, Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024, ISSN 1402-1536, ISBN 978-91-8048-5697-5 (electronic)
- [4] Nilsson et al: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling med hänsyn till miljökriterier, Försöksmetodik, Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024.
- [5] Nilsson et al: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling med hänsyn till miljökriterier, Metodik för spänningsberäkningar, Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024.
- [6] Emborg, Westerholm, Nilsson, Hösthagen, Nilimaa, Carlswärd: Egenspanningar i tidig ålder av temperaturrörelser och krympning – försöksanalys, modellering, kriterier i Sverige. Bygg och Teknik, nr 6, 2023, sid 10-18
- [7] Westman G (1999) Concrete Creep and Thermal Stresses – New Creep Models and Their Effects on Stress Developments, Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1999:10.
- [8] Betonghandbok Material: Egenspanningar och sprickor av temperaturrörelser och krympning. Värme- och mognadsutveckling, kap 19, Svensk Byggtjänst,
- [9] Betonghandbok Material: Tidig egenskapstillväxt och hårdnande betong, kap 9, Svensk Byggtjänst,
- [10] Betonghandbok Material: Krympning hos hårdnande och hårdnad betong, kap 18, Svensk Byggtjänst,
- [11] Betonghandbok Material: Fukt och betong, kap 17, Svensk Byggtjänst,
- [12] Fjellström P. (2013) Measurement and Modelling of Young Concrete Properties, Luleå University of Technology, Licentiate Thesis.
- [13] a) Fjellström P., Jonasson J-E., Emborg M., Hedlund H. Model for Concrete Strength Development Including Strength Reduction at Elevated Temperatures, Nordic Concrete Research, Vol. 45, No. 1, 2012, pp. 24-44.
- [13] b) Fjellström, P., Jonasson, J-E., Emborg, M., and Hedlund, H., “Heat Loss Compensation for Semi-Adiabatic Calorimetric Tests,” Submitted to: Nordic Concrete Research, Vol. 47, No. 1, July 2013, pp. 22.
- [14] Hedlund H (2000) Hardening Concrete – Measurements and Evaluation of Non-Elastic Deformation and Associated Restraint Stresses, Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 2000:25.

- [15] Hösthagen A (2017) Thermal Crack Risk Estimation and Material Properties of Young Concrete. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology. Licentiate Thesis, 2017
- [16] Jonasson J-E (1994) Modelling of Temperature, Moisture and Stresses in Young Concrete, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1994:153D.
- [17] Wiberg H, Hedlund H. Undvik vattenläckage i betongkonstruktioner genom temperatur- och härdningsstyrning. SBUF rapport 12554, 55 sid, 2019
- [18] Hedlund H, Wiberg H, Rasmak N, Vogt C, Hösthagen H, STAR – Temperatursprickrisksdata för klimatförbättrad betong. SBUF ID 14096.
- [19] Magnusson Jonas, Rempling Rasmus, Mathern Alexandre –Löfgren Ingemar, G. Berrocal Carlos –Suchorzewski Jan: Metoder för sprickrisksbedömning och - begränsning hos hårdnande betong. En omvärldsanalys och parameterstudie SBUF, projekt 14170, 71 sidor. Prel rapport
- [20] Freiesleben Hansen, P., and Pedersen E, J.P., “Curing of Concrete Structures,” Danish Concrete 8and Structural Research Institute, Report prepared for CEM – General Task Group No. 20, Durability and Service Life of Concrete structures, December 1984, pp. 45
- [21] Löfquist, B. Temperatureffekter i hårdnande betong, Stockholm, Royal Hydro Power Administration. Technical Bulletins, Serie B, No 22. pp. 195. 1946.
- [22] Emborg, M & Bernander, S. Assessment of the Risk of Thermal Cracking in Hardening Concrete. In: Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol 120, No 10, October 1994. New York, U.S.A. pp. 2893-2912. (1994a)
- [23] Emborg, M & Bernander, S. Thermal stresses computed by a method for manual calculation. In: Proceedings of the International RILEM Symposium on Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. Munich, Germany, Oct. 10-12 1994. London, England: E & FN Spon. RILEM Proceedings 25. pp. 321-328. ISBN: 0 419 18710 3.
- [24] Bjøntegaard Ø (2000), Thermal Dilation and Autogenous Deformation as Driving Forces to Self-Induced Stresses in High Performance Concrete”, Doctoral Thesis, NTNU, Norge, 2000, 256 pp.
- [25] Klausen Estensen, A (2016): Early age crack assessment of concrete structures: Experimental investigation of decisive parameters, Ph thesis, Institutt for konstruksjonsteknik, NTNU, Trondheim
- [26] Norling-Mjörnell, K. Moisture Conditions in High Performance Concrete., Chalmers Tekn Höskola, Doktorsavhandling, 1997
- [27] Jonasson J-E, Persson B. Elastiska deformationer, krympning och krypning, kap 10 i Handboken för Högpresterande betong, Svensk Byggtjänst 1994 (1994)
- [28] Persson B. Quasi-instantaneous and Long-term Deformations of High-Performance Concrete – with Some Related Properties. Lund, 1998. Lund Institute of Technology, Div. of Building Materials, Doctoral Thesis, Report TVBM-1016.
- [29] Nilsson L-O, Johansson B. Crack---Free---Con. Data från krympexperiment. Lunds Tekniska Höskola, avd Byggmaterial, Rapport TVBM---3171, 2017, 94 sid
- [30] Cyron W, Emborg M, Nilsson L-O, Åhs M. Phenomenological modelling of concrete shrinkage: is shrinkage proportional to water loss? Nordic Concrete Research Conference, Sandefjord 2020, framskjuten till Stockholm, 2022)
- [31] Stelmarcsyk M, Rapp T, Hedlund H (2022). Analys av spänningsberäkning i ConTeSt och framtagning av prototyp för Produktionsplanering Betong, SBUF 14016
- [32] Larson M (2003) Thermal Crack Estimation in Early Age Concrete – Models and Methods for Practical Application, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 2003:20.

- [33] Larson M and Jonasson J-E, “Linear Logarithmic Model for Concrete Creep I. Formulation and Evaluation,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, No. 2, July 2003 (II), pp..
- [34] Larson M and Jonasson J-E, “Linear Logarithmic Model for Concrete Creep II. Prediction Formulas for Description of Creep Behaviour,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, No. 2, July 2003 (II), pp. 188–200.
- [35] Emborg, M (1989). *Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages*. Konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Doktorsavhandling, 1989:73D. pp. 285.
- [36] Westman G, “Concrete Creep and Thermal Stresses – New Creep Models and Their Effects on Stress Developments”, Doctoral Thesis, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden 1999
- [37] Jonasson J-E, Westman G, Conversion of Creep Data to Relaxation Data by the Program RELAX, IPACS Document, TG 3.2/1, Luleå University of Technology, Luleå 2001.
- [38] Bažant Z P, Wu S T, Rate-type creep law for aging concrete based on Maxwell-Chain, *Materials and Structures (RILEM, Paris)*, Vol 7. No. 37, 1974.
- [39] Bažant Z P and Chern J (1985) Concrete Creep at Variable Humidity – Constitutive Law and Mechanisms, *Materials and Structures*, Vol 18, pp 1–20.
- [40] Hedlund H, Westman G, Groth P (1996). *Känslighetsanalys spänningsberäkning, Monte Carlo Simulering för normalpresterande betong*, Avd Konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Skrift 96:02, 32 sid
- [41] Krauss M., Rostasy F.S., and Budelmann H. (2005) Probabilistic concept for the validation of the effectiveness of countermeasures against early age cracking in massive concrete structures. Proc. Of the Nordic workshop: Crack risk assessment of hardening concrete structures, Ed. By Bjøntegaard O. and Kanstad T., Trondheim, March 31 – April 1, The Nordic Concrete Federation, pp 34–43
- [42] Krauss M. (2004) Probabilistic concept for the validation of the effectiveness of measures against early age cracking in massive concrete structures. Doctoral thesis, Technical University of Braunschweig
- [43] Laura P. and van Breugel K. (2001) Thermal properties of concrete: Sensitivity studies. IPACS report Technical University of Luleå
- RILEM Technical Committee 254-CMS, *Thermal Cracking of Massive Concrete Structures*, vol. 27. in RILEM State-of-the-Art Reports, vol. 27. Cham: Springer International Publishing, 2019. doi: 10.1007/978-3-319-76617-1
- [44] Bjøntegaard Ø and K. O. Kjellsen, Property development and cracking tendency in hardening concrete: Effect of cement type and fly ash content. COIN Project report 40 – SINTEF Building and Infrastructure, 2012. [Online]. Available: [www.coinweb.no](http://www.coinweb.no)
- [45] Bjøntegaard Ø, “Basis for and practical approaches to stress calculations and crack risk estimation in hardening concrete structures–State of the art COIN Project report 31,” 2011.
- [46] A. E. Klausen, T. Kanstad, and Ø. Bjøntegaard, “The cracking risk of hardening concrete exposed to realistic curing temperature regimes and restraint conditions – Experimental investigations of important parameters,” *Constr Build Mater*, vol. 338, p. 127662, Jul. 2022, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2022.127662.
- [47] J. R. Van Bokhorst, “Early-age cracking of concrete A study into the influence of stress relaxation on early-age cracking of concrete structures under imposed deformations,” Delft, 2020. [Online]. Available: <http://repository.tudelft.nl/>.

- [48] Nilimaa, J.; Nilforoush, R. A Direct Tensile Strength Testing Method for Concrete from Existing Structures. *CivilEng* 2023, 4, 333–344. [CivilEng | Free Full-Text | A Direct Tensile Strength Testing Method for Concrete from Existing Structures \(mdpi.com\)](#)
- [49] RILEM. State-of-the Art Report Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. Ed. by R. Springenschmid. Technical Committee 119: Avoidance Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. .ISBN: 0 419 22310 X. London, England: E & FN Spon, 1998
- [50] JCI, “JCI Guidelines for Control of Cracking of Mass Concrete,” 2016.
- [51] Mihashi and J. P. de B. Leite, “State-of-the-Art Report on Control of Cracking in Early Age Concrete,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 2, no. 2, pp. 141–154, 2004, doi: 10.3151/jact.2.141.
- [52] ACI Committee 207, “ACI PRC-207.2-07 Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete,” 2007
- [53] Nguyen D. H., Nguyen V. T., Lura P., and Dao V. T. N., “Temperature-stress testing machine – A state-of-the-art design and its unique applications in concrete research,” *Cem Concr Compos*, vol. 102, pp. 28–38, Sep. 2019, doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2019.04.019.
- [54] Whigham J. A. (2005), “Evaluation of Restraint Stresses and Cracking in Early-age Concrete with the Rigid Cracking Frame,” Auburn University.
- [55] M. Krauß, “Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen - PhD Thesis,” 2004. [Online]. Available: <http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=0006364604/08/2016>
- [56] Jonasson J.-E. (1984) *Slipform construction – calculations for assessing protection against early freezing*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo/Research 4:84, Stockholm.
- [57] Jonasson J.-E., Wallin K., and Nilsson M., (2009) “Gjutning av vägg på platta - Studier av sprickrisker orsakat av temperaturförloppet vid härdningen”.
- [58] Rempling, Karlsson, Fernandez, Gil, Löfgren, Mathern, Magnusson, Suchorzewski, (2023) *The need for research and innovation to facilitate upscaling of low carbon concrete*, IABSE Engineering for Sustainable Development, New Dehli

# Spänningsberäkningar, metodik och kriterier

Martin Nilsson  
Jonny Nilimaa  
Mats Emborg  
Anders Hösthagen  
Mikael Westerholm







# Spänningsberäkningar, metodik och kriterier

Martin Nilsson  
Jonny Nilimaa  
Mats Emborg  
Anders Hösthagen  
Mikael Westerholm

Projekt: Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nytveckling med hänsyn till miljökriterier

Författare:

Martin Nilsson - Luleå tekniska universitet

Jonny Nilimaa - Heidelberg Materials Cement Sverige och Luleå tekniska universitet

Mats Emborg - Heidelberg Materials Betong Sverige och Luleå tekniska universitet

Anders Hösthagen - Bostek

Mikael Westerholm - Heidelberg Materials Cement Sverige

Tryck: Luleå tekniska universitet, Grafisk produktion 2024

ISSN 1402-1536

ISBN 978-91-8048-610-1 (pdf)

Luleå 2024

[www.ltu.se](http://www.ltu.se)

## Förord

Det är förhindrade volymändringar av temperatur- och fuktförhållanden under bindemedlets hydrationsfas som framkallar egenspanningar och alltför ofta ogynnsam sprickbildning i betongen under tidiga skeden efter gjutningen. Ska man vidta lämpliga åtgärder mot sprickbildningen måste egenspanningarna beräknas på rätt sätt och hålls i schack. God förståelse om bakomliggande mekanismer behövs för att lyckas. Sverige har en lång forsknings- och utvecklingstradition inom området.

Nu avslutas ett större projekt vid Luleå tekniska universitet på uppdrag av Trafikverket (FOI-BBT) med delfinansiering av Heidelberg Materials, Cement och Betong; "BBT-projektet", där även SBUF är medfinansiär. Under BBT-projektets gång har en mängd erfarenheter inhämtats beträffande materialparametrarnas inmätning, modellering och påverkan på sprickrisk, samt även beträffande strukturmodellering och tillämpning i regelverk. Speciellt intressant är hur alla inverkande faktorer påverkas när klimatförbättrade betongkvaliteter nu introduceras för att möta strävanden mot klimatneutralt betongbyggande.

Denna rapport utgör en av flera delredovisningar från projektet:

1. Slutrapport, utförlig, inklusive delrapport materialparametrar
2. Analysmetodik och materialmodeller,
3. Spänningsberäkningar, metodik och kriterier, dvs. denna rapport

Därtill har redovisats en kortfattad version av slutrapport till Trafikverkets kansli BBT. Referens kan finnas på [foi-bbt.se](http://foi-bbt.se). En artikel i Bygg och Teknik november 2023 ger en översikt om området.

Luleå juni 2024

Författarna

## Innehåll

1	Inledning .....	1
2	Temperatur och krympsprickor i tidigt skede .....	2
2.1	Allmänt .....	2
2.2	Uppkomst av temperatursprickor .....	3
2.2.1	Klassificering.....	3
2.2.2	Tidiga temperatursprickor i uppvärmningsskedet – i ytan och genomgående .....	4
2.2.3	Temperatursprickor under avsvlningsfasen – i ytan och genomgående .....	4
2.2.4	Krympsprickor under härdningen .....	5
2.2.5	Alternativ klassificering av temperaturrelaterade sprickor – reflektion .....	6
2.3	Strukturer och typfall där temperatur- och krympsprickor kan uppkomma .....	6
3	Beräkning av egenspanningar och sprickrisker .....	9
3.1	Allmänt .....	9
3.2	Överslagsmässiga metoder .....	10
3.2.1	Temperaturrelaterade metoder .....	10
3.2.2	Töjningsrelaterad metod – Enpunktsmetoden, enaxiellt fall .....	10
3.2.3	Spänningsrelaterad metod – Enpunktsmetoden, enaxiellt fall .....	12
3.3	Superpositionsprincipen .....	13
3.4	Differentiella metoder .....	14
3.5	Val av metod .....	15
3.6	Analys av konstruktioner.....	15
3.6.1	Kompensationslinjemetoden – plan böjning 1D .....	15
3.6.2	Kompensationsplansmetoden – plan böjning 2D .....	17
3.6.3	Finita elementmetoden – 2D, 2,5D och 3D .....	17
4	Metoder och kriterier enligt svensk praxis .....	19
4.1	Inledning .....	19
4.2	Metod 1 .....	19
4.3	Metod 2 .....	23
4.4	Metod 3 .....	25
5	Sammanfattning .....	28
6	Referenser .....	29

# 1 Inledning

Denna delrapport av projektet ”Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling m h t miljökriterier” behandlar metodiker för beräkning av påkänningar av temperatur- och fuktinducerade töjningar och de sprickrisker som därav blir följden. Dessutom sker en genomgång av de kriterier som råder i Anläggning AMA.

Inledningsvis sker en genomgång av förutsättningar för egenspanningars uppkomst av tidiga temperaturrörelser och krympning, dvs primära faktorer inverkan på sprickrisker. Möjliga metoder att analysera egenspanningar och sprickrisker redogörs samt de metoder som är tillåtna enligt dagens rekommendationer och normer.

Redogörelse sker bl.a. med stöd av tillgänglig forskning, beskrivningar i ett antal kapitel i Betonghandboken – Material (BHB-M) och rapporter från SBUF-projekt inom området. BHB-M, kap 19 utgör en nyckelreferens i redovisningen, i flera fall sker citeringar.

Rapporten utgör en av tre rapporter från projektet:

1. Slutrapport, utförlig, inklusive delrapport materialparametrar
2. Analys försök, materialparametrar modell
3. Spänningsberäkningar, metodik, dvs. denna rapport

Därtill har det redovisats en kortfattad version av slutrapport till Trafikverkets kansli BBT i mars 2023. En artikel i Bygg och Teknik i november 2023 ger en översikt om området.

## 2 Temperatur och krympsprickor i tidigt skede

### 2.1 Allmänt

Känt i sammanhanget är att huvudsakliga inverkanse faktorer för temperatur- och fuktframkallade egenspanningar och sprickor är:

- temperatur- och fuktförhållanden
- tvång
- den unga betongens mekaniska egenskaper och
- egenskaper hos anslutande strukturer.

Faktorerna är starkt beroende av strukturers

- geometri
- byggmetoder
- gjutförhållanden
- den nygjutna betongens sammansättning och härdningsförhållanden samt
- väderleksförhållanden

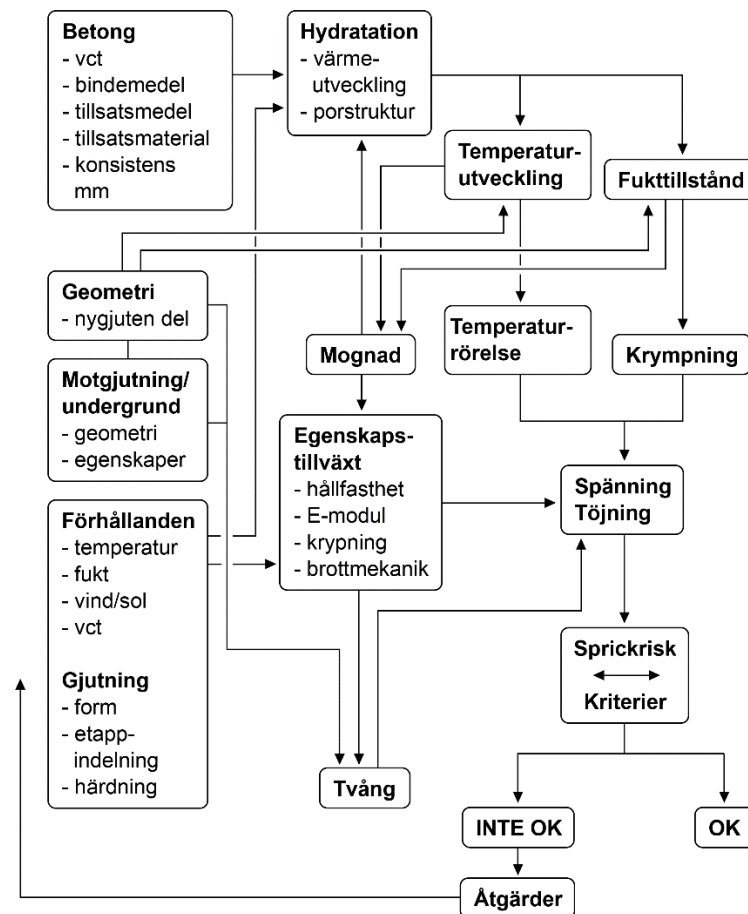
Figur 2.1 återspeglar att, för korrekt behandling av fenomenen bör hänsyn tas till alla faktorerna – allt annat innebär förenklingar. Exempelvis visar egenspanningsberäkningar tvångets avgörande betydelse – inte bara på spänningsnivå utan även om betongen kommer att vara i tryck eller drag vid en viss tidpunkt efter gjutning. Tvånget kan inte förbises.

Vid bestämning av temperaturutvecklingen i en betongstruktur anses av många vara ett enklare moment. Komplexiteten blir dock ofta överraskande hög – hänsyn måste tas till en mängd parametrar: de termiska egenskaperna hos betongen (hydrationsvärme, specifikt värme osv.), betongens mognadsegenskaper, geometri och dimensioner av den nygjutna strukturen och motgjutning, lufttemperatur och temperatur hos motgjutning, vind, solbestrålning samt gjutförhållanden (gjuttemperatur, formtyp, isolering, artificiell kylning/värmning). Således rekommenderas ödmjukhet inför och noggrannhet under den inledande temperaturanalysen.

Autogen krympning (av självuttorkning under hydratationen) och uttorkningskrympning är alltid närvarande. Vid låga vattencementtal, t.ex. anläggningsbetong, är den autogena krympningen ansevärd och även om den sker samtidigt som temperaturrörelserna är den inte affint med dessa – och bör beaktas i analyser. Vid höga vattencementtal dominerar uttorkningskrympningen genom ett mer öppet porsystem, se kap. 18, BHB-M. Slankare strukturer innebär då att uttorkningen sker relativt snabbt för dessa betonger och kan i sig leda till tidig sprickbildning.

Stor inverkan på egenspanningar har de mekaniska egenskaperna; elasticitet och krypning, hållfasthetsutveckling, olinjärt beteende vid höga spänningsnivåer (brottmekaniska egenskaper) samt plastiska egenskaper, se kap. 9 och avsnitt 19.5, 19.6 i BHB-M.

Sammanfattningsvis noterar BHB-M att ”Sprickriskbestämning inkluderande alla faktorer enligt Figur 2.1 ger de mest korrekta resultaten. Framräknade egenspanningar eller töjningar jämförs med draghållfasthet respektive töjning vid dragbrott. Kontroll sker mot spännings/töjningsnivåer gällande för olika typer av strukturer och miljöklasser där konsekvens av uppsprickning värderas. Sprickhämmande åtgärder sätts in om nivån är för hög. Detta förfaringsätt gäller huvudsakligen för anläggningsbyggande, sedan 1994 beskriven i Trafikverkets bronorm, numer AMA Anläggning. I många andra internationella sammanhang gäller ofta rena temperaturkriterier för undvikande av temperatursprickor där krav är uppställda på begränsningar i temperaturskillnad mellan olika gjutetapper och inom gjutetapp”.



Figur 2.1 Faktorer inverkan på egenspanningar i hårdnande betong och hur sprickbenägenhet kan bedömas (från BHB-M, kap. 19, figur 19.1:1)

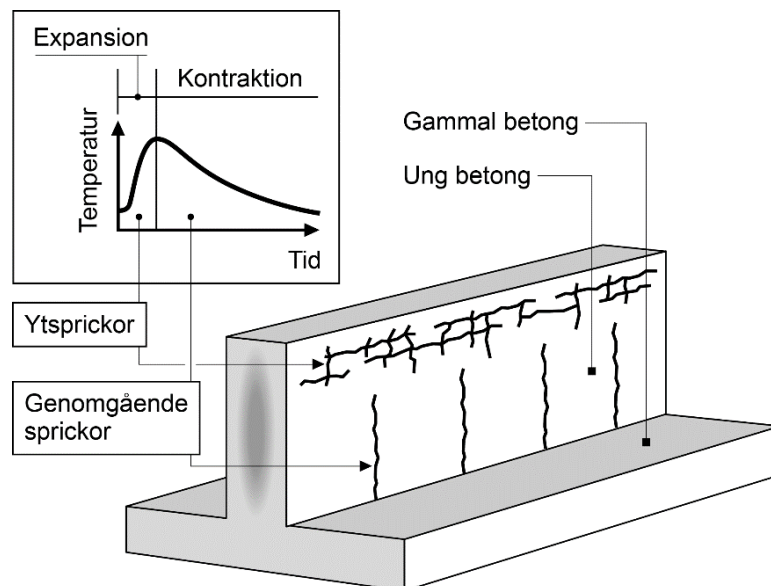
## 2.2 Uppkomst av temperatursprickor

### 2.2.1 Klassificering

Det är viktigt att klassificering av sprickor korresponderar till deras tillblivelse, det temporära beteendet och funktionella negativa inverkan, Bernander (1998). Därför särskiljs lämpligen sprickor uppkommande i uppvärmnings- respektive avsvlningsfasen under en tidig temperaturutvecklingscykel samt mellan genomgående sprickor och ytsprickor, Tabell 2.1 och Figur 2.2.

Tabell 2.1 Typer av sprickor under expansions- och kontraktionsfaserna. (från BHB-M kap. 19)

Spricktyp	Expansionsprickor under uppvärmningsfasen	Kontraktionsprickor under avsvlningsfasen
Ytsprickor	Beror på temperaturskillnader mellan yta och centrala delar	Framkallas vid snabb ytavkylning (t.ex. vid formrivning och väderomslag).
Genomgående sprickor	Uppkommer när medeltemperaturen skiljer sig starkt mellan olika delar i den nygjutna konstruktionen. Kan även uppkomma i anslutande struktur	Beror på medeltemperatursänkning och samtidigt mothåll från anslutande strukturer/undergrund. Vanligen fokusområde

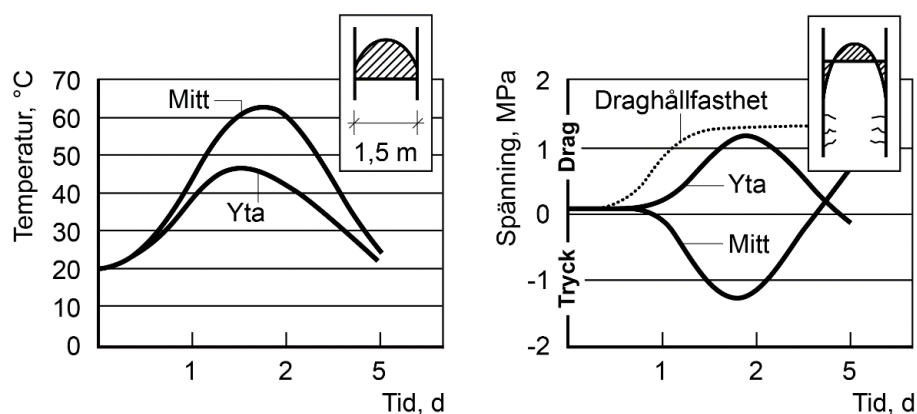


Figur 2.2 Exempel på tidiga expansionsprickor och kontraktionssprickor hos vägg gjuten på tidigare gjuten sektion, från Nilsson (2000). Från BHB-M kap 19 figur 19.7:2.

### 2.2.2 Tidiga temperaturprickor i uppvärmningskedet – i ytan och genomgående

Tidiga sprickor i uppvärmningskedet (expansionsfasen) uppträder inom något eller några dygn efter gjutning. Vanligast är ytsprickor framkallade av högre temperaturer i mitten av det nygjutna elementet innebärande större temperaturrörelser i mitten än i ytdelarna, Figur 2.3. Eftersom ojämna temperaturrörelser inte kan ske i tvärsnittet innebär detta tryckspänningar i mitten och dragspänningar och eventuellt uppsprickning i ytan. De tidiga ytsprickorna tenderar att sluta sig med tiden.

Temperaturskillnader över element med tydliga skillnader i tjocklek kan även generera genomgående sprickor under uppvärmningsfasen. Dessutom kan genomgående sprickor framkallas under uppvärmningen i angränsande, motgjuten, sektion genom att den nygjutna sektionen under expansionsfasen ”drar sönder” motgjutningen.



Figur 2.3 Temperatur i ytskikt och mittskikt samt motsvarande temperaturspänningar med risk för ytsprickor. Från BHB-M kap. 19 figur 19.7:3.

### 2.2.3 Temperatursprickor under avsvlningsfasen – i ytan och genomgående

De genomgående sprickorna tvärs igenom den nygjutna sektionen under kontraktionsfasen relateras till spänningar av medelkontraktion av hela tvärsnittet. Det är oftast det enaxiella tvänget som framkallar spänningarna. Beroende på dimension, miljö, randförhållanden och betong kan sprickorna uppkomma veckor, månader och i extrema fall även år efter gjutningen.

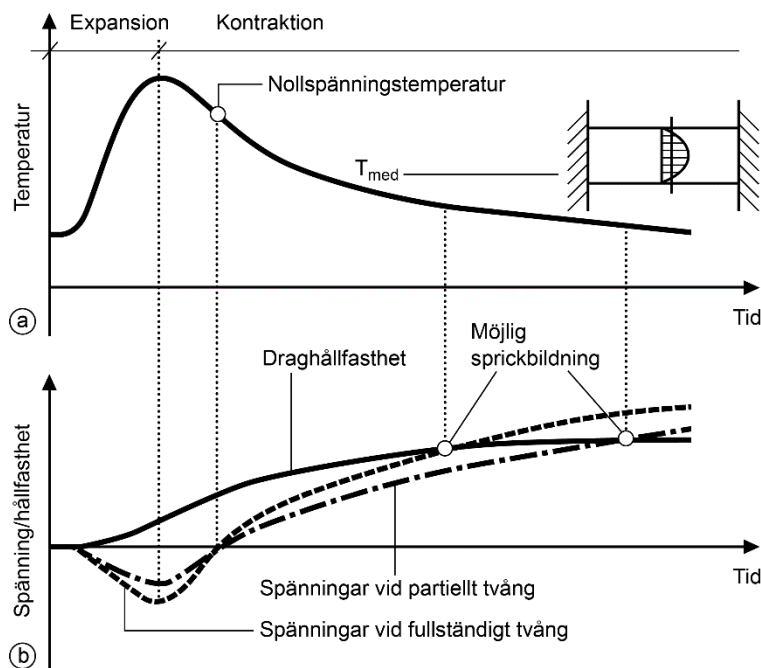


Under avsvälningen kan även ytsprickor uppstå om formar rivs (för) tidigt framkallade av skillnader mellan betongtemperatur och lufttemperatur. Ytan utsätts för temperaturchock vilket ger upphov till höga dragspänningar i ytskikt. Fenomenet riskerar att uppstå vid t.ex. rivning av form med hög isolationsförmåga eller vid avlägsnandet av täckta ytor vid vintergjutning där täckning utförts för att undvika tidig frysning.

Genomgående sprickor förklaras av den unga betongens egenskapstillväxt under temperaturförloppet. Betongen utvidgar sig under uppvärmningsfasen och drar ihop sig under avsvälningssfasen, rörelser som i stort sett alltid förhindras till någon grad; av angränsande konstruktionsdelar, undergrund, motgjutning eller delar av den unga betongkonstruktionen som inte undergår samma temperaturändringsförlopp. Egenspanningar uppstår till en början i form av tryckspänningar, som när hydratationen klingar av och temperaturen börjar sjunka, snabbt övergår till dragspänningar, Figur 2.4. Om draghållfastheten överskrids är sprickan ett faktum.

Den snabba övergången till dragspänningar relateras till tillväxten av de mekaniska egenskaperna innebärande att materialet reagerar kraftigare på temperatursänkningen än på temperaturökningen eftersom betongen tål mer tryck- än dragbelastning samt att i det tidiga skedet har betongen lägre styvhet och högre krypbenägenhet. Effekten av graden av tvång på temperaturspänningarna är tydlig, se Figur 2.4.

Det är dessa sprickor som vanligen är huvudsakligt fokusområde i sammanhanget dvs. vid framtagning och kalibrering av materialparametrar, vid tvångs- och sprickrisikanalyser, vid eventuellt utformning av åtgärder mot sprickor samt vid framtagning av arbetsbeskrivningar.



Figur 2.4 Schematiskt förlopp av a) medeltemperatur och b) spännings- och hållfasthetsutveckling i ett hårdnande betongelement, som är fullständigt förhindrat att röra sig eller delvis förhindrat att röra sig i ändarna. Från BHB-M kap 19 figur 19.7:1.

#### 2.2.4 Krypsprickor under härdningen

Under härdningen uppträder enligt tidigare alltid fuktrelaterade rörelser, autogen krympning (självuttorkningskrympning) och uttorkningskrympning, som i sig kan framkalla sprickbildning. Det observeras att fukttransport och avdunstning sker även mycket tidigt efter uppnådd öppethållandetid, under det plastiska stadiet, framkallande rörelser och ibland allvarlig sprickbildning: den plastiska sprickbildningen. Se BHB-M kap 9 och t.ex. Sayahi (2019).

Autogen krympning uppträder så fort hydratationen startar och definieras som yttre observerad krympning utan fuktutbyte med omgivningen dvs framkallad av själuttorkningen, (BHB-M kap. 17). Volymen hos hydrationsprodukterna är 8-10 % mindre än totala volymen av ingående reaktionsmaterialen; kemisk krympning. All denna krympning sker inte fullt ut utan förhindras delvis då betongen tillstyvnar. Den yttre mätbara krympningen hos betongen vid en viss tid är därför mindre än den totala kemiska krympningen. Det är denna som benämns autogen krympning (även benämnd självtorkningskrympning och baskrympning).

Den autogena krympningen ger upphov till dragspänningar i hela tvärsnittet vid externt mothåll av konstruktionen, förutsatt att hydrationshastigheten är uniform. För betong med lågt vattencementtal kan krympningen bli ansenlig och utvecklas tidigt. Sprickor av autogena krympningen kan uppträda t.o.m. under plastfolie eller annan täckning som påförts för att förhindra de tidigare plastiska sprickorna.

Uttorkningskrympning, den deformation som uppkommer under fuktutbyte med omgivningen, sker i ett senare skede (BHB-M kap. 17 och 18). Fuktkvoten i porerna sjunker. Processen är långsam; det kan ta ett eller flera år att torka ut och nå en slutkrympning vid tvärsnittdimensioner större än 300-400 mm.

Uttorkningskrympningen benämns oftast endast krympning och kan framkalla sprickor i ytskikt, kantresning och spalter i gjutfogar i frånvaro av externt tvång. Dragspänningar av krympning i hela tvärsnittet uppstår om den hårdnande konstruktionen är utsatt för tvång från anslutande konstruktionsdelar, t.ex. hos en pågjutning, se beräkningsexempel i BHB-M.

För tunnare strukturer, t.ex. pågjutningsfallet, uppmärksammas att krympning kan ha en dominerande roll jämfört med temperaturrörelser och kan vara den faktor som ger upphov till sprickbildning trots att inga större temperaturändringar har varit fallet.

### **2.2.5 Alternativ klassificering av temperaturrelaterade sprickor – reflektion**

I motsats till den rekommenderade klassificeringen av sprickor ovan, har sprickor traditionellt även delats in i:

- genomgående sprickor, uppkomna av temperaturrörelser förhindrade av yttre tvång
- ytsprickor, framkallade av olikformade temperaturrörelser förhindrade av inre tvång.

Förfaringssättet med indelning i genomgående sprickor, relaterade till yttre tvång och så kallade ”långsgående spänningar” och ytsprickor, relaterade till inre tvång och så kallade ”egenspanningar”, har traditionellt haft stor tillämpning, t.ex. i Tyskland där ”Eigenstressen” är ett välkänt begrepp.

Indelningen i ett inre och ett yttre tvång kan vara motiverad för många enklare situationer men är förvirrande och irrationell ur en strikt strukturmekanisk utgångspunkt för klassificering av sprickor. Det som är ”yttre tvång” från anslutande tidigare gjutna sektioner kan t.ex. bli ett ”inre tvång” om också både nygjutna och tidigare gjutna sektioner inkluderas i modellen, Bernander (1998).

Men som nämns i olika sammanhang ”Vid förenklad beskrivning av fenomenet, vid kontakter med mindre insatta aktörer och speciellt när endast den nygjutna betongen är av intresse, kan det vara pedagogiskt lämpligt, och acceptabelt att använda termerna inre och yttre tvång”

## **2.3 Strukturer och typfall där temperatur- och krympsprickor kan uppkomma**

Problemen med temperatursprickor har traditionellt förknippats med grova betongkonstruktioner (dammar, fundament etc.), där temperaturstegringen kan bli stor, ojämn och långvarig inom betongkroppen. Temperatursprickbildning kan som tidigare nämnts ofta förekomma i slankare konstruktioner med ogynnsamma inspänningsförhållanden.

Eftersom gjutmetoder, betongkvaliteter, tvångssituationer etc. uppvisar vidsträckt variation i tillämpningar är det lämpligt att skilja mellan a) massiva betongkonstruktioner, b) medium-massiva betongkonstruktioner och c) slanka betongkonstruktioner.

### **Massiva betongkonstruktioner**

Typiska massiva betongkonstruktioner innehåller lite eller t.o.m. ingen armering. Dammar, fundament och plattor till bropelare, pyloner och grundläggningskonstruktioner till hängbroar och snedkabelbroar är exempel på massiva betongkonstruktioner.

Sprickproblemen för massiva konstruktioner relateras till höga maximala temperaturer och stora temperaturskillnader mellan inre delar, där i stort sett adiabatiska förhållanden råder, och ytdelar exponerade mot omgivningen.

Eftersom uttorkningen tar mycket lång tid för dessa konstruktioner, flera tiotals år, är egenspanningar av krympning och efterföljande krympsprickor mycket sällsynta.

### **Medium-massiva konstruktioner**

Medium-massiva konstruktioner representerar en lång rad av strukturtyper t.ex. brobalkar, pyloner och pelare, tunnlar, stödmurar, hamnkajer, piper/vågbrytare, offshore-konstruktioner, vattenreservoarer, vattenreningsverk och fundamentplattor.

Krav på hållfasthet, funktion och beständighet innebär låga vattencementtal och samtidigt ofta höga bindemedelsmängder för att säkerställa god arbetbarhet m m. Betongkvaliteter över C 40/50 och vattencementtal lägre än 0,45 är vanliga vilket tenderar att generera höga hydratationstemperaturer och därigenom problem med sprickbildning.

De låga vattencementtalen innebär ansenlig autogen krympning vilket som förvärrar sprickrisken under avkylningsfasen. Uttorkningskrympning har i de flesta fall en underordnad roll när det gäller sprickuppkomst.

### **Slanka strukturer**


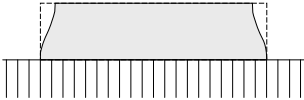
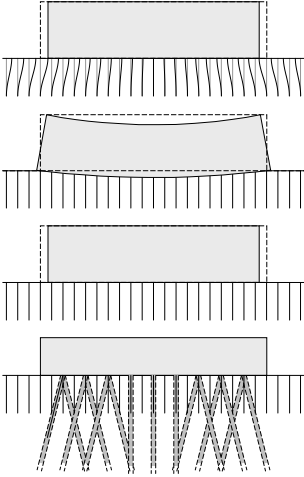

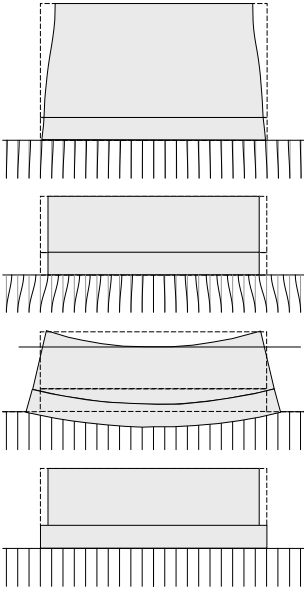
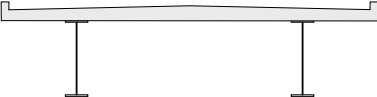
För tunnare strukturer kan genomgående sprickor vara ett bekymmer om höga krav finns på hållfasthet och beständighet medförande en spröd betong med stor autogen krympning på samma sätt som ovan.

Den primära sprickframkallande faktorn är inte temperaturutvecklingen i sig utan skillnaden mellan gjuttemperatur och anslutande konstruktioners lägre temperatur. Tunnare strukturer är dessutom ofta utsatta för höga tvång från motgjutning/undergrund genom deras relativt små dimensioner. Genomgående sprickor är därför inte ovanliga för cistern-/bassängväggar, broöverdelar, pågjutningar, vägbeläggningar, källarväggar och golvplattor.

Hos tunnare strukturer kan krympning ha en dominerande roll för sprickuppkomst jämfört med temperatureffekterna.

Beträffande fastläsningsituation, visar Tabell 2.2 exempel på typfall där tvång behöver utredas.

Tabell 2.2 Vanliga typfall med externt tvång, se Nilsson et al (2015), från BHB-M kap 19.

1. Enaxiellt ändtvång	
2. Kontinuerligt oeffergivlig rand oavsett material	
3. Kontinuerlig delvis eftergivlig rand, friktionsmaterial 3.1 Translation (deformation i undergrunden) 3.2 Rotation (deformation i undergrunden) 3.3 Glidning på underlaget (utan deformation i undergrunden) 3.4 Pålgrundläggning	
4. Kontinuerlig delvis eftergivlig rand – berggrundläggning	
5. Randtvång betong mot betong 5.1 Resiliens (i samverkande strukturer) 5.2 Translation (i samverkande strukturer) 5.3 Böjning/rotation (i samverkande strukturer) 5.4 Glidning/uppsprickning i gjutfog	
6. Samverkansbroar	

### 3 Beräkning av egenspanningar och sprickrisker

#### 3.1 Allmänt

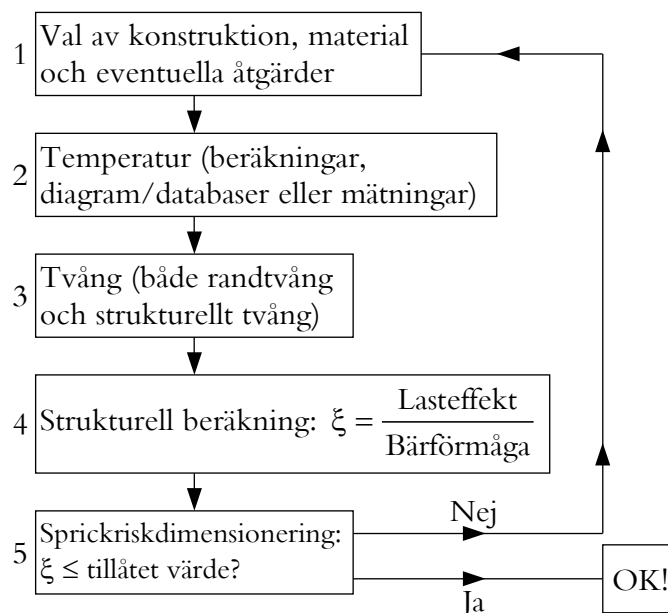
Beräkning av egenspanningar och sprickrisker bör ske under hänsynstagande till alla de tidigare nämnda effekterna. På byggplatsen kan sprickrisken indirekt sedan kontrolleras med hjälp av temperaturmätning, som är en praktiskt hanterbar ställföreträdande kontrollmetod i fält. Även deformationer kan mätas för att t ex kontrollera tvångssituation.

I det följande redogörs för lämplig metodik för sprickriskberäkning som bas för eventuella åtgärder på arbetsplats om sprickrisken är för hög. Modeller för numeriska beräkningar redogörs samt metoder för strukturanalys.

Beräkning av sprickrisker kan baseras på fem steg, figur 3.1:

1. Definition allmänna förutsättningar: typ av konstruktion, materialegenskaper och tänkbara eventuella åtgärder för att undvika sprickor.
2. Bestämning av temperaturutvecklingen, genom beräkningar, diagram/databaser eller genom mätningar. Bestämning av autogen krympning och eventuell uttorkningskrympning sker även.
3. Uppskattning av tvångssituationen.
4. Beräkning av spännings- eller töjningskvoten, dvs. den maximala dragspänningen alternativt dragtöjningen i jämförelse med draghållfastheten alternativt dragbrottöjningen.
5. Uppskattning av sprickrisken gärna baserad på partialkoefficienter, vars inverser; spännings- eller töjningsförhållandena, inte ska överskridas.

Om sprickrisken är för hög väljs en lämplig åtgärd för att t.ex. minska temperaturutvecklingen, och/eller tvånget och nya beräkningar sker.



Figur 3.1 Beskrivning av den principiella gången i uppskattning av sprickrisk i unga betongkonstruktioner.  $\xi$  är spännings- eller töjningskvoten. Från BHB-M. kap. 19 figur 19.9:1, ursprungligen från Nilsson (2000).

Det första steget är viktigt. Det utgör basen för uppskattning av risken för sprickor i nygjutna betongkonstruktioner. Ett omsorgsfullt val av typfall, dvs. konstruktionstyp och dimensioner tillsammans med passande betong, är en förutsättning för en beräknings träffsäkerhet. Behov av eventuella sprickriskminskande åtgärder kan redan i detta skede utvärderas, t.ex. kylning av

nygjutna delar, se Bernander (1973 & 1998) m.fl. och/eller värmning av angränsande och äldre delar, se t.ex. Wallin et al. (1997).

Bestämning av belastningssituationen, dvs. kvoten mellan lasteffekt och bärförmåga, här aktuella spänningar eller töjningar dividerade med betongens draghållfasthet eller dragbrottöjning, kan göras med hjälp av finit elementmetod, antingen speciellt anpassade till ung betong eller generella FEM-program.

Belastningssituationen kan också uppskattas utan användning av FEM, t.o.m. med manuella metoder.

Således kan flera metoder och beräkningsverktyg nyttjas med varierande grad av komplexitet, träffsäkerhet och tidsåtgång. Analys av beräkningsresultaten är väsentligt för utformning av lämpligt åtgärdsprogram vars utfall kan återkopplas genom mätning.

Nedan ges kortfattad information för beräkning av egenspanningar och sprickrisker hos hårdnande betong genom överslagsmässiga metoder, superpositionsmetoden och differentiella metoder. Analys av strukturer beskrivs därefter.

## 3.2 Överslagsmässiga metoder

### 3.2.1 Temperaturrelaterade metoder

Risken för temperatursprickor i hårdnande betong har, som tidigare nämnts, traditionellt uppskattats med ledning av temperaturskillnader. Temperaturrelaterade metoder är vanligt förekommande utanför Sverige och har använts tidigare som allenarådande metod i landet. Det är det enklaste sättet att bedöma sprickrisken. I föreskrifter kan krav förekomma på maximal temperaturskillnad av 20 °C inom en gjutetapp, mellan gjutetapper samt mellan gjutetapp och omgivning.

Vid temperaturrelaterade metoder beaktas således endast en av de ingående parametrarna enligt Figur 2.1. För väldefinierade gjutsituationer kan temperaturkriterier ändå vara acceptabelt korrekta om övriga inverkanse faktorer ingår i erfarenhetsunderlaget.

Resultat från mer omfattande analyser med mer komplexa metoder kan formuleras om till temperaturkriterier för praktiskt bruk på arbetsplats.

### 3.2.2 Töjningsrelaterad metod – Enpunktsmetoden, enaxiellt fall

Metoden går ut på att för en given lokalisering i en struktur ta fram tvånget genom något av föreslagna förfaringsätt i litteraturen. Därefter beräknas sprickrisken. Metodiken är speciellt tillämpbar när huvudspänningen i en riktning är dominerande. Den mest kritiska punkten i konstruktionen identifieras, dvs. där sprickrisken bedöms vara högst under hänsynstagande till temperaturfält och grad av tvång. Metoden benämns därför ofta som Enpunktsmetoden. Metoden refererar till genomgående sprickor under avsvalningsfasen. Efter användning av Enpunktsmetoden kan man separat beräkna risker för ytsprickor under uppvärmningsfasen.

Enpunktsmetoden används även för kalibrering av teoretiska modeller mot laboratorieförsök (de tidigare nämnda Temperaturspänningsriggen och Sprickramen) där verkligt beteende simuleras, bl.a. vid NTNU (Klausen et al, 2021).

Flera beräkningsmodeller upprättades tidigt för den enaxiella tvångssituationen. Exempelvis utvecklade Bernander (1973) och Bernander & Gustavsson (1981) en metodik baserat på rön av Löfquist (1946). Ekvationer för handberäkning/programmering på miniräknare togs fram beskrivande töjningar illustrerade i Figur 3.2, även visande spänningsbetraktelse (se nästa avsnitt). Under uppvärmningsfasen absorberas huvuddelen av temperaturutvidgningen som plastiska töjningar (betongen har låg styvhet enligt tidigare),  $\epsilon_1^{pl}$ , och endast en mindre del utgörs av elastiska trycktöjningar,  $\epsilon_1^{el}$ , vilka ger upphov till tryckspänningar. Under

avsvalningens första del innebär sammandragningen av den nu mycket styvare betongen att alla tryckspänningar snart reduceras till noll vid tidpunkten  $t_2$ . Temperaturen  $T_2$  vid tiden  $t_2$  benämns därför nollspänningstemperaturen,  $T(t_2)$ .

Den fortsatta avsvalningen efter  $T(t_2)$  framkallar dragtöjningar (dragspänningar) i betongen och så småningom överskrids dragbrottöjningen (dragspänningen) med uppsprickning som följd. Återstående elastisk töjning  $\varepsilon_t$  (eller spänning  $\sigma_t$ ) efter nollspänningen beräknas därför för avsvalningen och jämförs med dragbrottöjningen  $\varepsilon_u$  (eller draghållfastheten).

Följande ursprungliga\* uttryck gäller (för spänning, se nedan):

$$\varepsilon_t = \alpha_c(T(t) - T_u) \quad (0.1)$$

$$T(t_2) = (T_{\max} - T_c) \left( 1 + \frac{\alpha_c}{\alpha_c} (1 - k_0) \right) + T_c \quad (0.2)$$

där

$\varepsilon_t$  = dragtöjning fr.o.m. tiden  $t_2$

$T_u$  = temperatur till vilken konstruktionen svalnar

$T(t_2)$  = temperatur när tryckspänningar övergår till dragspänningar;  
nollspänningstemperatur

$T_{\max}$  = maximal temperatur

$T_c$  = gjuttemperatur

$\alpha_c$  och  $\alpha_c$  = temperaturutvidgnings- respektive temperaturkontraktionskoefficient

Dragbrottöjningen,  $\varepsilon_u$ , beror av betongens hållfasthetsnivå. För vanliga betongsammansättningar med svenska cement har värden på ca 0,1 ‰ uppmätts.

\*) Givet tidigare redogörelse inses att komplettering av ekv. (3.1) och (3.2) bör ske med hänsyn till deformationer av krympning och speciellt baskrympning som utvecklas samtidigt under uppvärmnings- och avsvalningsprocessen.

Nollspänningstemperaturen bestäms genom faktorn  $k_0$  uttryckande hur stor del av den förhindrade totala deformationen som är viskös på grund av krympning, dvs- ett mått på plasticeringen i expansionskedet. Kalibrering av beräkningsmetoden har skett, med hänsyn till baskrympning, mot en mer exakt differentiell metod; ConTestPro, se BHB-M. Olika formler finns – nedan är en tidig version:

$$k_0 = 0,64 + 0,003T_c \quad (0.3)$$

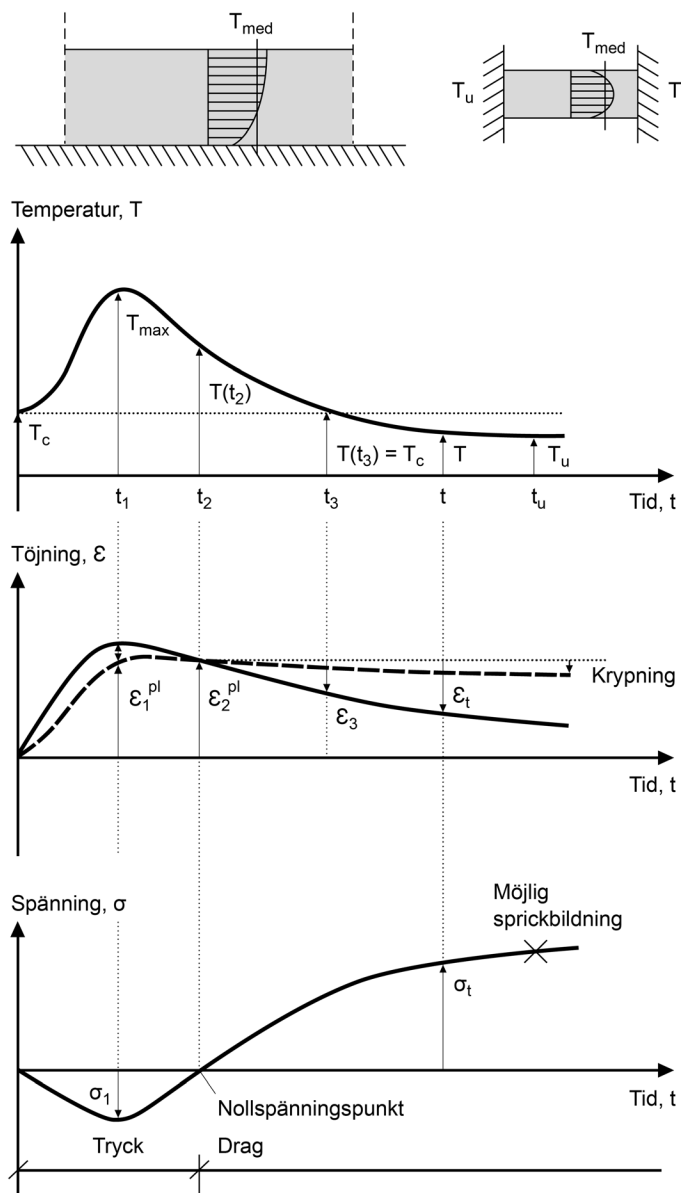
Ekv. (3.3) (3.3) bör anpassas för dagens betonger. En viss plasticering sker även under avsvalningen vilket reducerar dragtöjningen,  $\varepsilon_t$ . Ekv. (3.1) ger därför ett värde ”på säkra sidan”.

Metoden kan även användas vid partiellt tvång:

$$\varepsilon_t = \alpha_c(T(t) - T_u) \cdot R \quad (0.4)$$

där

$R$  = tvånget  $< 1,0$  – en reduktion av belastningen



Figur 3.2 Bildande av genomgående sprickor under den tidiga temperaturcykelns avsvlningsfas. Medeltemperatur, förhindrad töjning och spänning i ett element utsatt för enaxligt ändtvång. Töjningar visas som elastisk del och plastisk del (innehållande effekter av krypning). Ursprungligen från Löfquist (1946), omarbetad av Bernander (1973). Från BHB-M kap 19 figur 19.9:2.

### 3.2.3 Spänningsrelaterad metod – Enpunktsmetoden, enaxiellt fall

Ekv. (3.1) och (3.4) kan även uttryckas som spänningar med effektiv elasticitetsmodul,  $E_{eff}$  eller vekhet  $J(t, t')$ :

$$\sigma_t = \alpha_c(T(t) - T_u)E_{eff} = \alpha_c(T(t) - T_u) \frac{1}{J(t, t')} \quad (0.5)$$

respektive

$$\sigma_t = \alpha_c(T(t) - T_u)E_{eff}R = \alpha_c(T(t) - T_u) \frac{R}{J(t, t')} \quad (0.6)$$

Den uppkomna dragspänningen beräknas således på basis av resterande avsvlning till tiden  $t_3$  efter det att nollspänningstemperaturen  $T(t_2)$  enligt ekv. (3.2) nåtts. Med  $E_{eff}$  eller  $J(t, t')$  beaktas reduktionen av dragspänningen på grund av krypning. Det observeras att ekv. (3.5) är likvärdig



med det traditionella uttrycket för spänningar enligt Hookes lag, vilket reduceras i ekv. (3.6) med hänsyn till eftergivligheten.

Den beräknade dragspänningen jämförs med aktuell draghållfasthet, som förenklat kan uttryckas som:

$$f_{t,cal} = k_3 f_t \quad (0.7)$$

där

$f_{t,cal}$  = beräknad draghållfasthet

$k_3$  = faktor som tar hänsyn till reduktion av hållfastheten på grund av långtidsbelastning.

För aktuella avsvalningshastigheter kan antas  $k_3 = 0,7$

$f_t$  = centrisk draghållfasthet

Draghållfastheten uppskattas lämpligen från tryckhållfastheten, se BHB-M (och andra delar av projektredovisningen, se rapport 3). Hänsyn till hållfasthetstapp vid höga temperaturer kan beaktas vid snabbt inträffande höga temperaturer och speciella betongblandningar.

Modellering av tidiga respektive sena höga dragspänningar beskrivs i BHB-M liksom hur värden på vekheten  $J(t,t')$  alternativt effektiva E-modulen  $E_{eff}$  användas beroende på tidig/sen uppkomst av dragspänning samt cementtyp och cementhalt.

Enpunktmetoden har en fördel genom sin enkelhet: man definierar en kritisk punkt i strukturen, genomför temperaturberäkningar, hittar den temperatur där spänningarna övergår till drag och beräknar dragspänningen vid den fortsatta avsvalningen som jämförs med draghållfastheten. Kontroll av sprickrisk sker och eventuella åtgärder vidtas. Tvånget erhålls från standardberäkningar, litteraturen e.d.

### 3.3 Superpositionsprincipen

Superpositionsprincipen innebär en linjär summering av uppbyggda spänningar.

Spänningsändringen  $\Delta\sigma_r$  för ett tidssteg  $t_{r-1}$  till  $t_r$  erhålls genom att lösa ut spänningsändringen ur bakomliggande uttryck, se BHB-M vilket ger

$$\Delta\sigma_r = E_r''(\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r'') \quad (0.8)$$

Första termen avser det traditionella sambandet mellan töjning multiplicerad med aktuell styvhet, dvs. Hookes lag enligt tidigare. Den andra termen avser bidrag från temperaturrörelse och krympning samt spänningsminskning genom relaxation av tidigare uppbyggd spänning.

Detaljering av uttrycket och användande av komplians ger

$$\Delta\sigma_r = \frac{\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r'' - \sum_{s=1}^r \Delta J_{r,s-0,5} \cdot \Delta\sigma_s}{J_{r,r-0,5}} \quad (0.9)$$

där

$\Delta\sigma_r$  = spänningsändringen under tidssteget  $t_{r-1}$

$\Delta\varepsilon_r$  = ändringen av den yttre totala deformationen (t.ex. eftergivlighet hos stöd)

$E_r'' = 1/\Delta J_{r,s-0,5}$  effektiv elasticitetsmodul för en under tidssteget påförd belastning

Spänningsminskningen på grund av relaxation av hittills uppbyggda spänningar uttrycks således separat genom summering av  $\Delta\sigma_s$ , tidigare spänningsinkrement, multiplicerat med  $\Delta J_{r,s-0,5}$ , ändringar av krypbelopp för tidigare påförda belastningar.

Detta får till följd att termen  $\Delta \varepsilon_r''$  i ekv. (3.9) traditionellt har inkluderat enbart temperaturrörelseändringen  $\Delta \varepsilon_r^0 = \alpha \cdot \Delta T_r$  där  $\Delta T_r$  är temperaturändringen. Krympändring kan adderas i termen.

Vekthetsfunktionen  $J(t, t')$  kan ersättas med effektiv  $E$ -modul.

Vid programmering krävs stort minnesutrymme hos dator eftersom alla tidigare uträknade spänningsändringar måste sparas vid varje beräkningssteg – hos varje nod i en FEM modell.

Icke linjära effekter och olika materialtekniska temperatureffekter kan inte korrekt modelleras eftersom superpositionsprincipen baseras på addering av linjära bidrag.

### 3.4 Differentiella metoder

Med uttryck i differentiell form uppträder inte problemen med lagring av alla spänningsändringar såsom är fallet för superpositionsprincipen. Dessutom kan icke linjära effekter vid hög spänningsnivå och effekter av höga temperaturnivåer inkluderas, se t.ex. Emborg (1989).

Med användande av reologiska modeller, Figur 3.3, kan samband av differentiell form uttryckas. Seriekoppling av Kelvin-element eller parallellkoppling av Maxwell-element leder till formler som är lämpliga för numerisk modellering och har fått stor tillämpning.

Maxwellmodellen innebär att spänningsändringen under ett tidssteg kan uttryckas enligt (vilket är likvärdigt med ekv. (3.8), se ex.vis Bazant & Wu (1974), Emborg (1989), Jonasson (1994).

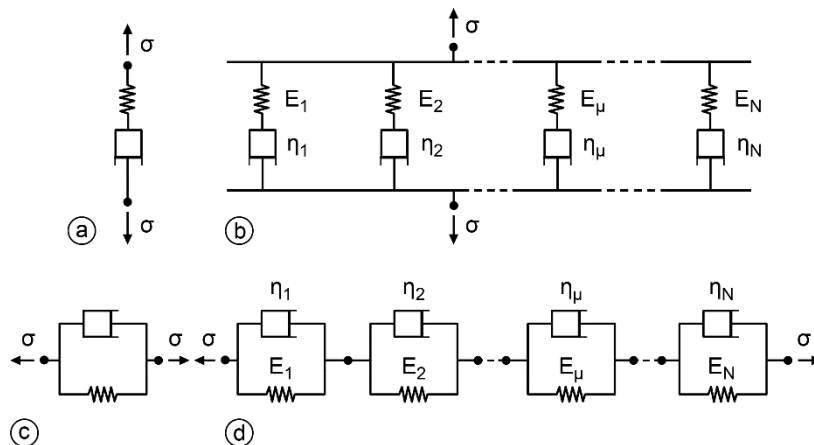
$$\Delta \sigma_r = E_r'' (\Delta \varepsilon_r - \Delta \varepsilon_r'') \quad (0.10)$$

där

$\Delta \varepsilon_r$  = spänningsändringen under tidssteget  $t_{r-1}$

$\Delta \varepsilon_r''$  = ändring av lastoberoende deformationer:  $\Delta \varepsilon_r^0 + \sigma_r'' / E_r''$ , där  $\Delta \varepsilon_r^0$  = deformation av temperaturrörelse och krympning,  $\sigma_r''$  uppbyggd spänning och där  $\sigma_r'' / E_r''$  = effekt av relaxation av uppbyggd spänning på liknande sätt som ovan; ekv. (3.9)

$E_r''$  = effektiv elasticitetsmodul eller så kallad relaxationsmodul, t.ex. BHB-M.



Figur 3.3 Reologiska modeller för beskrivning av visko-elastiska deformationer. a) ett Maxwell-element, b) flera parallellkopplade Maxwellelement, c) ett Kelvin-element, d) flera seriekopplade Kelvinelement. Från BHB-M figur 19.9.

Inkluderande icke linjära effekter vid höga dragspänningar ger

$$\Delta \sigma_c = B(\Delta \varepsilon_r - \Delta \varepsilon_r'' - \Delta \zeta_r'') \quad \text{med} \quad \frac{1}{B} = \frac{1}{E''} + \frac{1}{D''} \quad (0.11)$$

där

$D$  = modul för sprickbildning som tar hänsyn till olinjära effekter

$\Delta\zeta_r''$  = ändring av icke elastiska deformationer på grund av mikrosprickbildning

Icke linjära effekter modelleras annorlunda i t.ex. aktuell mjukvara ConTeSt Pro. Alternativt kan differentiell metod förenklat formuleras genom den så kallade Rate of Creep-metoden, se t.ex. Neville, Dilger & Brooks (1982) och Bernander & Gustafsson (1981):

$$\frac{d\varepsilon(t)}{dt} = \frac{\sigma(t)}{E_c} \frac{d\varphi(t)}{dt} + \frac{1}{E_c} \frac{d\sigma(t)}{dt} \quad (0.12)$$

där

$$\frac{d\varphi(t)}{dt} = \text{tidsderivatan av krypkoefficienten}$$

$$\frac{d\sigma(t)}{dt} \Delta\zeta_r'' = \text{tidsderivatan av spänningen}$$

$$E_c = \text{elasticitetsmodulen}$$

### 3.5 Val av metod

Vilken av metoderna för beräkning av temperaturspänningar som bör användas beror på arten av tillämpning och kraven på noggrannhet. Detta har kommenterats i BHB-M:

”Temperaturrelaterade metoder bör på grund av inneboende otillräcklighet användas om stort erfarenhetsunderlag föreligger för den aktuella tillämpningen. Utfallet bör följas upp genom att jämföra kriterier på t.ex. temperaturdifferenser med eventuellt uppkomna sprickor.

Töjnings- och spänningsrelaterade manuella metoder är på grund av enkelheten mycket lämpliga för överslagsberäkningar t.ex. i förprojekteringskedet. Resultatens rimlighet bör kontrolleras i ett senare skede mot resultat från exaktare metoder, laborieförsök eller fältstudier.

Differentiella metoden baserad på Maxwell-element är i dag troligen den mest exakta metoden för beräkning av temperaturspänningar. Metoden kräver dock bland annat data på betongens relaxationsegenskaper (för bestämning av t.ex.  $E_{\text{eff}}$ ). Även om uppgifter om dessa egenskaper kan erhållas från krypförsök utvärderade med speciella modeller och datorprogram kan metoden uppfattas som komplex.

Beträffande differentiella metoden finns i många av dagens kommersiella FEM-program möjligheter att inkludera rutiner för Maxwell element och andra numeriska modeller. Kontroll måste ske att FEM-programmet t.ex. verkligen kan modellera betong under sin tidiga egenskapstillväxt. Hur tvång modelleras i programmet är en basal fråga.

Rate of Creep-metoden innebär enklare beräkningssamband. Metoden har inte testats mot försök med de betongammansättningar som används i dag.

Metoden baserad på superpositionsprincipen är enkel att programmera och har historiskt fått vidsträckt användning. Genom att bland annat icke linjära effekter inte modelleras korrekt kan beräkningar bli osäkra”.

### 3.6 Analys av konstruktioner

#### 3.6.1 Kompensationslinjemetoden – plan böjning 1D

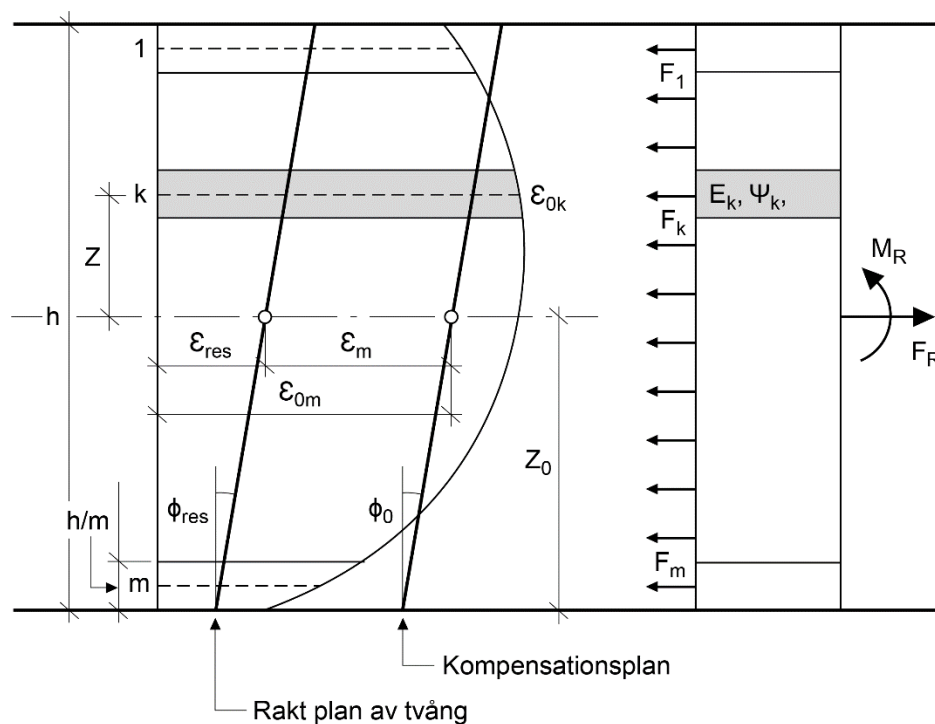
Många gjutsituationer kan med god approximation analyseras enligt fallet med enaxiellt tvång. Det förekommer givetvis mer komplicerade situationer där noggrannare analyser behöver göras. FEM är många gånger lösningen men ofta blir dessa beräkningar, 2D och 3D, komplexa och omfattande genom den unga betongens hastiga egenskapstillväxt och komplicerad

modellering av samtidig hydratation, temperatur- och fuktförhållanden, temperaturrörelse, krympning, viskoelastiska egenskaper, olinjärt beteende etc.

BBH-M noterar att:

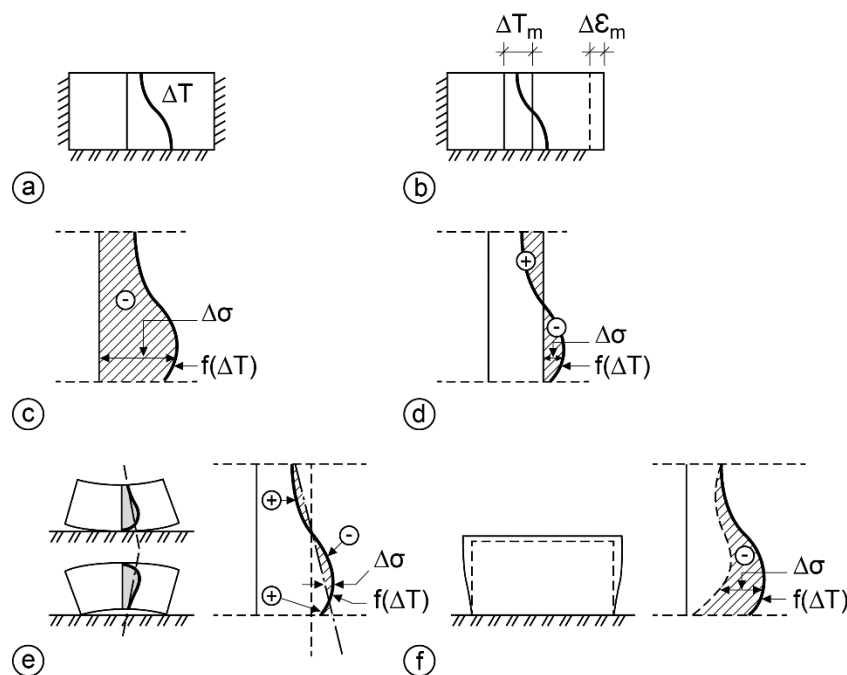
“Ett sätt att utföra en sådan med rimlig datorbelastning och god översikt är att förenkla det strukturella modellerande. Att approximera konstruktionen till en skiktindelad balk och utföra beräkningar och förutsätta enaxiellt spänningstillstånd, Figur 3.4, är en sådan förenklad modellering utan att förlora överskådligheten med bibehållen strukturell relevans. Varje skikt av balken kan ha en individuell bredd och tilldelas en egen temperaturutveckling, beräknad eller uppmätt, och följaktligen egen mognadstillväxt. Egenspanningarna och sprickrisken beräknas för de olika skikten, exempelvis med den differentiella metoden, under förutsättning att jämvikt råder över kraft och moment ( $F_R$ ,  $M_R$  enligt figuren) samt att plana tvärsnitt råder över sektionen, allt enligt balkteorin. Det plan i balken i vilket jämvikt föreligger kallas Kompensationslinjen (”Compensation Line”).

Anslutande konstruktionsdelar ingår i beräkningsmodellen som egna skikt i den simulerade balken. Effekten av undergrund av friktionsmaterial (såsom grus) modelleras som ett enkelt element (platta eller fundament) eller en sammansatt struktur (vägg på platta, tunnelelement osv.) under antagande om passande grad av frihet i translation och böjning”.



Figur 3.4 Indelning av en betongkonstruktion i  $m$  antal skikt med individuell bredd  $b$ , tjocklek  $h/m$ , styvhet  $E_k$  och krympning  $\psi_k$ . Plant tvärsnitt med böjning  $\phi_0$  etableras för kraft- och momentjämvikt (av  $F_R$  och  $M_R$ ) enligt balkteori innebärande tillåtna töjningar  $\epsilon_{res}$  resp.  $\epsilon_m$  i neutralt lager, från Nilsson et al (2015) och Onken and Rostásy (1995). BHB-M kap. 19.

Figur 3.5 visar hur tvånget påverkar fördelning av deformationer och spänningar hos ett väggelement. Beräkningsmetoden beskrivs utförligt t.ex. i Bernander (1986) och Emborg (1990), Nilsson (2000) och är lämplig för datorberäkningar. Flera program finns tillgängliga.



Figur 3.5 Temperaturändring  $\Delta T$  och egenspanningar  $f(\Delta T)$  vid 100 % tvång, a) och c); förändring vid kraftjämvikt (translation  $\Delta \epsilon_m$ ), b) och d), förändring vid momentjämvikt (böjning), e) samt förändring vid elastisk eftergivlighet (resiliens), f), från BHB-M kap. 19.

### 3.6.2 Kompensationsplansmetoden – plan böjning 2D

Kompensationsplansmetoden (plan böjning i två riktningar) har samma egenskaper som den endimensionella metoden enligt ovan med den skillnaden att böjning i balken också tillåts i den vinkelräta riktningen och ett jämviktsplan etableras; Kompensationsplanet ("Compensation Plane").

### 3.6.3 Finita elementmetoden – 2D, 2,5D och 3D

Finita elementmetoden utnyttjas idag ofta vid modellering av icke linjära fenomen såsom plasticitet, uppsprickning och vid simulering av temperaturflöden, fuktförhållanden osv. Det är således, som tidigare nämnts, möjligt att använda FEM-program för analys av egenspanningar och sprickrisker i ung betong där konstruktioner med komplicerade former och randvillkor studeras två- och tredimensionellt.

Många entreprenörer, konstruktörer och forskare har lång erfarenhet att använda FEM. Några få kommersiella program kan tillämpas på ung betong.

FEM-programmen är dessutom lämpliga för elastiska beräkningar av tvångsfaktorer för förenklingar av mer komplicerade konstruktiva situationer. Här kan standardutformade program användas.

Vidare informerar BHB-M att:

“Man bör dock beakta att, vid FEM-beräkningar av tvångspänningar under hårdnandet, måste stor möda läggas vid att säkerställa att vederhäftiga modeller och materialdata används för den unga betongens mekaniska egenskaper. Tydlighet är ledordet beträffande hur materialdata tas fram i försök och hur FEM-programmet behandlar dessa. Speciellt bör kontrolleras hur krypning och elasticitet (viskoelastiska egenskaper) modelleras liksom olinjärt beteende vid höga dragspänningar.

Vidare kan resultat från FEM-beräkningar för aktuella tillämpningar bli omfattande och därigenom svåröverskådliga. Beräkningarna kan dessutom bli tidskrävande. Vid praktiska tillämpningar talar detta för användande av enklare och snabbare metoder eftersom

analysbehovet är stort för ett och samma typfall på grund av det stora antalet tänkbara variationer av gjutförhållanden, utföranden och betonger.

Beräkning "2,5D" innebär att 2-dimensionell analys sker fullt ut i ett plan så att medelspänning/deformation i planet erhålls och analyseras för att sedan fungera som indata till det vinkelräta planet – det "längsgående" planet. Detta kan i sin tur analyseras med FEM metod eller med kompensationslinjemetoden enligt ovan".

## 4 Metoder och kriterier enligt svensk praxis

### 4.1 Inledning

Rekommendationer att hantera tidiga egenspanningar för anläggningskonstruktioner på grund av temperaturförloppet av hydratationen införlivades i dåvarande Bronormen under 1990-talet i Sverige. En indelning skedde i tre metoder för bedömning av risken för temperatursprickor:

Metod 1 – temperaturberäkningar

Metod 2 – nyttjande av typfall där beräknade sprickrisker utförts

Metod 3 – egna beräkningar av egenspanningar/sprickrisker.

Till dessa upprättades kravställningar på temperaturer respektive sprickrisker vilka skulle uppfyllas vilket har inneburit att åtgärder mot sprickrisker har varit nödvändiga i flera situationer.

I dagens gällande regelverk i AMA Anläggning 23 (kod EBE.11) formuleras metoderna:

Beräkningsmetod 1: enkla temperaturkrav, i kombination med krav på t.ex. maximal konstruktionstjocklek och formrivningstid.

Beräkningsmetod 2: Användning av tabellerade typfall.

Beräkningsmetod 3: Datorberäkningar (FEM beräkningar eller ”handboksmetoden” CraX1).

Anpassning har i viss mån skett till klimatförbättrad betong, se t.ex. Hedlund et al (2023). En del oklarheter finns dock i regelverket, kommentarer ges i följande avsnitt.

### 4.2 Metod 1

Metod 1 innehöll ursprungligen ett antal temperaturkriterier för högsta tillåten differens inom gjutetapp respektive mellan gjutetapper;  $\Delta T \leq 20$  °C, ett värde stor del baserat på tidigare svenska kriterier och internationella riktlinjer. Krav på maximal temperatur förekom även.

Metod 1 innebar således en möjlighet till beräkningar där användare kunde studera temperaturutvecklingen genom egna beräkningar t.ex. via det då förekommande programmet HETT97 och dess tidigare versioner.

Ett syfte med metoden var att vara applicerbar på temperatursprickor generellt, oavsett spricktyp enligt tidigare kapitel. Det påpekades initialt vid etablering av metoden att användare av den bör vara medveten om att den speglar endast en av de inverkanse faktorerna på egenspanningar. Metoden hade en poäng att den var temperaturbaserad eftersom temperaturer är den parameter som är enklast att mäta.

I sin ursprungliga utformning var tanken med Metod 1 att ge approximativa indikationer om sprickåtgärder behöver vidtas och om nyttjande av mer avancerade metoder 2 och 3 är nödvändiga.

Med tiden har Metod 1 utvecklats till strikta krav beträffande temperaturförhållanden, geometri och typ av gjutsituation. För ytsprickor och genomgående sprickor etablerades således följande inledande kravställning, dvs. enligt tidigare versioner av AMA (citatt):

”Beräkningsmetod 1 innebär att begränsningar på cementhalt, vct, dimensioner på konstruktion, gjuttemperatur och omgivningstemperaturer enligt nedan ska uppfyllas.

Allmänt gäller att cementhalten inte får överstiga 430 kg/m<sup>3</sup> och att  $vct_{ekv}$  ska vara större än eller lika med 0,40.

Temperatur hos eventuella motgjutningar ska vara högre än eller lika med lufttemperaturen. Om lufttemperaturen understiger angivna krav för genomgående

sprickor får beräkningsmetod ändå användas om den motgjutna konstruktionsdelen värms upp till minst kraven på  $T_{\text{luft}}$  innan gjutning påbörjas”.

Separat för ytsprickor respektive genomgående sprickor formulerades följande delkrav på gjut- och lufttemperatur samt geometrier hos gjutet element (citater):

#### “Begränsning av ytsprickor

Vid en konstruktion med största tjocklek av 0,8 m ska formrivning utföras tidigast efter fyra dygn. Formen ska vara oisolerad.

För en konstruktion med största tjocklek större än 0,8 m men högst 1,2 m ska följande krav uppfyllas

- gjuttemperaturen ( $T_{\text{gjut}}$ ) ska vara lägst 10 °C och högst 25 °C
- lufttemperaturen ( $T_{\text{luft}}$ ) ska vara högst 20 °C.

#### Begränsning av genomgående sprickor:

För en konstruktion gjuten eller grundlagd på delvis eftergivliga stöd, alternativt på delvis eftergivligt underlag, till exempel bottenplatta, gäller följande:

- tjockleken får vara högst 0,8 m och gjutetappen får vara högst 20 m
- för en konstruktionshöjd upp till 7,0 m inklusive bottenplatta gäller att  $T_{\text{luft}}$  ska vara minst 15 °C samt  $T_{\text{gjut}}$  lägre än eller lika med 12 °C
- om höjden är större än 7,0 m ska  $T_{\text{luft}}$  vara minst 10 °C samt  $T_{\text{gjut}}$  lägre än eller lika med 15 °C
- formrivning får utformas tidigast efter fyra dygn. Formen ska vara oisolerad

Konstruktionen får inte vara grundlagd mot berg.

För gjutetapplängder kortare än 10 m får  $T_{\text{luft}}$  vara 5 °C lägre samt  $T_{\text{gjut}}$  vara 4 °C högre än vad som angetts ovan.

För gjutetapplängder längre än 20 m ska  $T_{\text{luft}}$  vara 5 °C högre samt  $T_{\text{gjut}}$  vara 4 °C lägre än vad som angetts ovan.

För konstruktioner med större tjocklek än 0,8 m ska metod 2 eller 3 tillämpas.”

I nylig uppdatering, dvs. AMA 23, har kriterier för fallet genomgående sprickor tagits bort - “det ansågs i stort sett vara omöjligt att innehålla”. Detta är den stora förändringen.

Kraven på ytsprickor har modifierats med smärre ändringar beträffande betong ( $v_{ct,ekv}$ , maximal cementmängd) och lufttemperatur fram till formrivning. Följande gäller (citater):

- ”Bindemedelshalten (cement plus eventuella tillsatsmaterial typ II) får inte överstiga 460 kg/m<sup>3</sup> betong
- $v_{ct,ekv}$  ska vara  $\geq 0,38$
- Konstruktionens tjocklek får inte vara större än 1,2 m.
- Gjuttemperaturen ( $T_{\text{gjut}}$ ) får vara lägst 10 °C och högst 25 °C.
- Lufttemperaturen ( $T_{\text{luft}}$ ) under gjutning och fram till formrivning får vara lägst 5 °C och högst 20 °C. Med  $T_{\text{luft}}$  avses omgivande lufts dygnsmedeltemperatur.
- Temperatur hos eventuella motgjutningar ska vara högre än eller lika med lufttemperaturen
- Formrivning får utföras tidigast fyra dygn efter avslutad gjutning.

#### Begränsning av beräkningsmetod 1 vid klimatförbättrad betong:

Beräkningsmetod 1 tillåts för klimatförbättrad betong under förutsättning att minst 80 % av bindemedlet består av portlandcementklinker och genom provning påvisas ha likvärdig prestanda avseende bindemedelskombinationens värmeutveckling, bilaga EBE.11/4.”



De generella kraven på maximal temperaturdifferens eller andra kriterier har således helt frångåtts och möjligheten till att utföra egna beräkningar finns inte. Det är således inte frågan om någon "beräkningsmetod".

Kriterierna ovan i AMA 23 är baserade på beräkningar som inte finns öppet redovisade enligt vad författarna erfar, dvs detaljerade förutsättningar saknas eller är svåra att finna. Kriterierna berör således ytsprickrisk och det antas att det är frågan om en symmetrisk temperaturfördelning över tvärsnitt (dvs. med exakt samma randvillkor på båda sidor - isolering, vind, temperatur etc.) och att någon tvångspåverkan givetvis inte har varit närvarande, t.ex. av undergrund eller motgjutna konstruktioner.

Det antas vidare att de givna kriterierna huvudsakligen utgår från motsvarande beräkningsfall i metod 2, se nedan. Troligen har t.ex. formmaterial 12 mm använts vilket har en viss påverkan på resultat enligt observationer från andra beräkningar.

Nyligen genomförda beräkningar i samband med färdigställande av BHB-M med idag förekommande bindemedel visar på relativt låga temperaturer och små temperaturskillnader över tvärsnitt och moderata sprickrisker för ett relativt brett spann av geometrier och temperaturförhållanden, se Figur 4.1. Spänningsnivåerna är så pass låga, dvs. mycket lägre än basmaterialet för metod 1, att det finns ett stort utrymme att skriva om kriterierna, dvs. att lätta upp dem.

Här bör insatser snarast sättas in eftersom gällande kriterier, dvs. enligt AMA 23, troligen innebär åtgärder som inte är nödvändiga och ofta är kostsamma. Dessutom styrs man i onödan över till metod 2 inkluderande de beräkningsresultat som inte är uppdaterade för fallet ytsprickrisk.

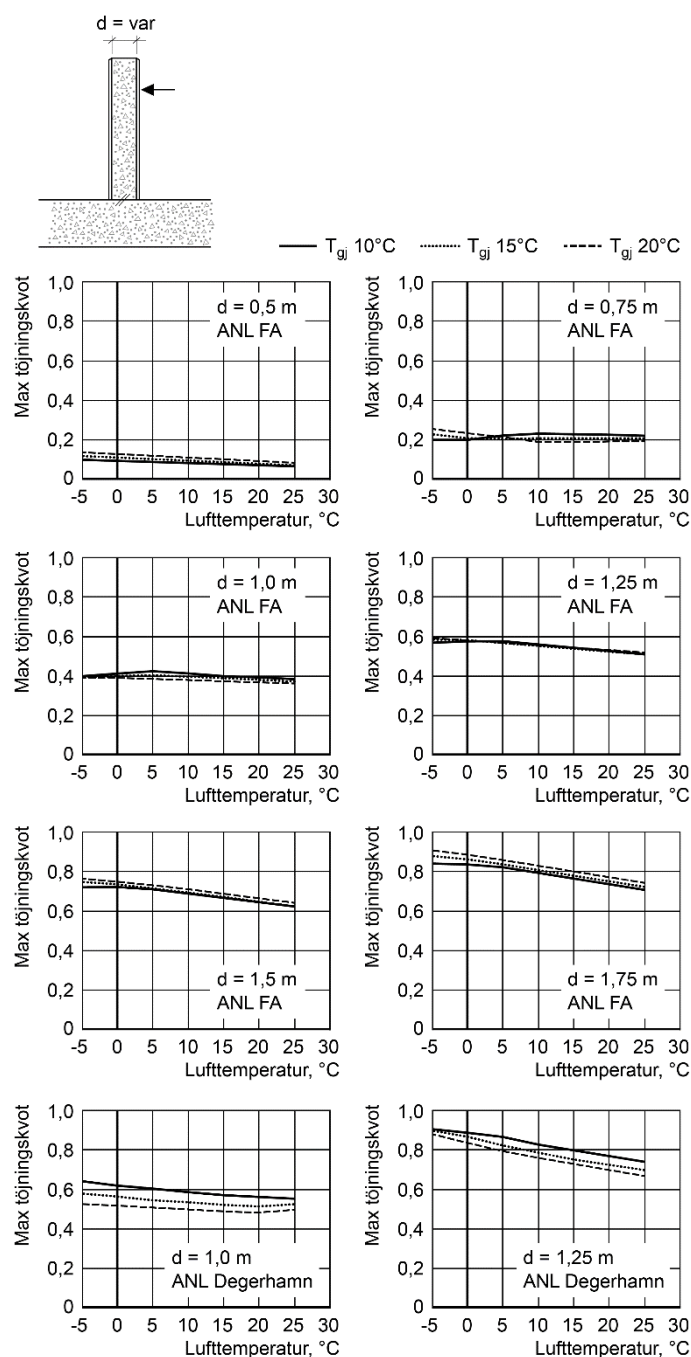
Därutöver kan även fallet ytsprickor med osymmetrisk temperaturfördelning inkluderas i metod 1 på samma gång, självklart utgående från nya beräkningar med modernt bindemedel. Osymmetrisk temperaturfördelning under härdningsprocessen uppkommer t.ex. i markgrundlagda fundament, ofta massiva.

Beräkningar från BHB-M kap. 19, Figur 4.2, visar relativt låga spänningsnivåer i jämförelse med motsvarande fall i metod 2, dvs. liknande tendens som för det symmetriska temperaturfallet.

Genomgående sprickrisker bör kunna återetableras i Metod 1 eftersom fallet nu förutspås ge lägre spänningsnivåer än de beräkningar som låg bakom tidigare kriterier som togs bort enligt ovan. Dessutom bör varierande grad av tvång kunna beaktas, se metod 2, dvs. kriterierna ges en bredare tillämpningsmöjlighet för fall med genomgående sprickor

Därutöver, bör i framtiden även temperaturbaserade kriterier inom den nygjutna sektionen och mellan denna och motgjutning/lufttemperatur kunna återetableras för enklare typfall eftersom temperaturskillnader ofta är en styrande faktor. Då finns en möjlighet för utförare att endast behöva beräkna temperaturförloppet och Metod 1 även i fortsättningen förtjäna benämningen "Beräkningsmetod".

Det observeras här att temperaturbaserade kriterier, t.ex. temperaturdifferens, inte alltid entydigt kan relateras till spänningsnivå, vilket har påvisats i flera rapporter inom området. En tidig uppkommen differens mellan kall yta och varm mittdel av ett element innebär ofta stora temperaturskillnader men inte alltid stora dragspänningar i ytan. Detta förklaras av en långsam egenskapstillväxt i ytan, dvs. långsam tillväxt av elasticitetsmodul och stor krypning, innebärande att moderata spänningar uppstår vid den markanta temperaturbelastningen. Uppkommer skillnaden i ett senare skede eller om ytan är varm erhålls helt andra dragspänningar för samma temperaturbelastning genom att styvhet har tillväxt liksom krypbenägenhet har reducerats.

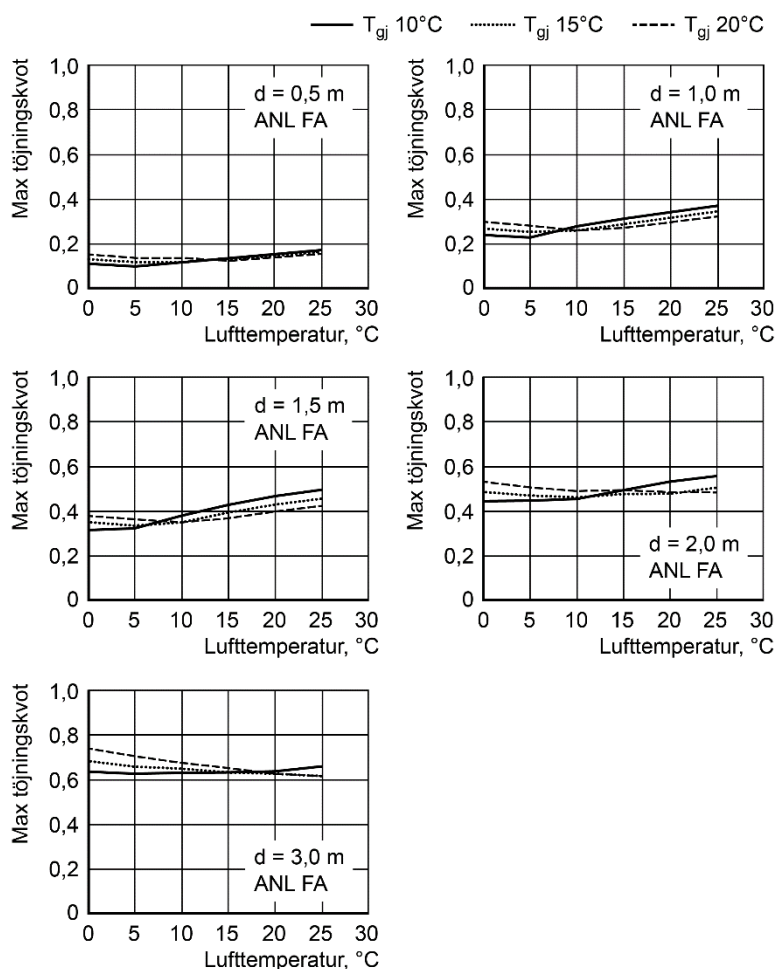


Figur 4.1 Vägg på platta: ytsprickrisiker i övre del av vägg (där tvång från platta är mycket litet) vid variation av gjut- och lufttemperatur, dimension och cement. Träform 22 mm. Från BHB-M kap. 19 figur 19.10:8. Betong: se handboken.

Etablerande av temperaturbaserade kriterier för ytsprickor bör således hanteras omsorgsfullt i framtida normarbete.

Nya analyser, t.ex. uppdatering av Metod 2 utgör stöd; beräkningar inom BBT-projekt och de analyserna som skedde vid framtagning av BHB-M kap. 19 (med betongsammansättningar tämligen lika de två referensbetongerna som provats i BBT-projektet).

Beräkningar för uppdateringar kan bli omfattande. Detta kan vara värt arbetsinsatsen eftersom erfarenheten under mer än 20 års tillämpning av metod 1 har visat att mer än 50 % av fallen för ytsprickrisiker, i den utformning som har varit rådande enligt ovan, har kunnat innehållas med temperaturbaserade kriterier/rekommendationer. Andelen kan säkerligen ökas vid användande av klimatförbättrad betong.



Figur 4.2 Fundament på makadam eller liknande underlag med osymmetrisk temperaturfördelning. Sprickrisiker vid variation av gjut- och lufttemperatur samt dimension. Från BHB-M kap. 19 Figur 19.10:9, betong, se handboken.

Beträffande genomgående sprickor visar erfarenheten på hittills låg möjlig tillämpbarhet av temperaturkrav – lägre andel än 5 % av genomgående sprickrisksituationer har bedömts uppfylla temperaturkraven ovan utan åtgärder. Andelen kommer definitivt kunna ökas.

Temperaturkriterierna har, som nämnts ovan, en fördel genom att det kan utgöra situationsanpassade rekommendationer under byggnationerna, som återkoppling till pågående temperaturmätningar.

Temperaturkriterna kan dessutom kunna kalibreras in genom tidiga provgjutningar, “mock ups”, i ett projekt och under första etapper.

### 4.3 Metod 2

Enligt AMA 23 gäller följande (citat):

”Beräkningsmetod 2 innebär användning av typfall och krav enligt Del A, B och C i Teknisk rapport 1997:02, LTU Temperatursprickor i betongkonstruktioner. Beräkningsmetoden gäller endast vid lufttemperaturer överstigande 0°C.

Begränsning av Beräkningsmetod 2 vid klimatförbättrad betong:

Beräkningsmetod 2 tillåts för klimatförbättrad betong under förutsättning att minst 80 % av bindemedlet består av portlandcementklinker och genom provning påvisas ha likvärdig prestanda avseende bindemedelskombinationens värmeutveckling, bilaga EBE.11/4.

En förutsättning beräkningsmetod 2 är dock att cementshalt som angivs i rapporten 1997:02 LTU ses som den totala bindemedelshalten i aktuell betong (dvs. cement + tillsatsmaterial typ II).”

## Reflektion

Metod 2 (Figur 4.3) har erfarenhetsmässigt visat sig ge nytta vid tidig förplanering och vid mindre projekt. Fyra typfall ingår i metoden; två relaterade till genomgående sprickor: enaxiellt tvång enligt tidigare och vägg för plattrambro, respektive två behandlande ytsprickor: symmetrisk och osymmetrisk temperaturbelastning.

Metod 2 har varit användbar: ca 95 % av ytsprickfallen har av insatta utförare rapporterats kunnat behandlats med metoden. Beträffande genomgående sprickrisk har uppemot 10 % av förekommande fall rapporterats kunnat behandlas. Huruvida “behandling” har menats att fallen helt har kunnat analyseras med metoden som underlag för arbetsbeskrivningar, eller om man efter analys med Metod 2 helt enkelt övergått till Metod 3, är något oklart.

Det finns med andra ord ett behov för ett uppdaterat underlag baserat på tabeller eller diagram, där man snabbt kan avgöra om åtgärder inte är nödvändiga eller om beräkningar måste utföras. Metoden skulle således kunna förenkla utformning av arbetsbeskrivningar i de fall inga åtgärder bedöms behöva vidtas.

Eftersom Metod 2 grundar sig på beräkningar med materialparametrar gällande för ca 20 år gamla betongkvaliteter inses att diagrammen inte gäller längre. Enligt ovan observeras exempelvis för fallet ytsprickor helt andra spänningsnivåer med de analyser som nyligen utförts med klimatreducerade betonger nivå 1 och 2 (Svensk Betong).

Insatser bör ske så snabbt som möjligt, t.ex. kan Figur 4.1 och Figur 4.2 inkorporeras i Metod 2. Det övervägs över vilka typfall som ska innefattas. Typfallet enaxiella spänningar bör t.ex. kunna kopplas till existerande rapport om tvång Nilsson et al (2013), baserad på SBUF projekt, för justering av spänningsnivå med hänsyn till lägre fastläsningsgrad, se rapport 3. Inverkan är mycket tydlig.

När uppgraderingen ändå sker rekommenderas att fler av typfallen i Tabell 2.2 kopplas till Metod 2

Ett Excelbaserat verktyg togs fram för typfall vägg på platta, CraX1, benämnd Handboksmetoden (Figur 4.3), genom omfattande beräkningar med ConTeSt Pro. Programmet – drygt 20 år gammalt - kan ses som en snabbmetod för erhållande av spänningsnivåer för det vanligast förekommande fallet av sprickrisker. Det föreslås att verktyget uppgraderas och kan då utgöra en komplettering till ett av fallen i Metod 2.

CraX1 föreslås även utgöra en hybrid av Metod 2 och Metod 3.



Figur 4.3 Typfall Metod 2: Till vänster - diagram för spänningsnivå vid variation av förutsättningar, till höger - CraX1 – verktyg för beräkning av spänningar – typfall vägg på platta.

#### 4.4 Metod 3

Enligt AMA 23 gäller följande (cit):

”Beräkningsmetod 3 innebär att spricksäkerhetsberäkningar ska utföras bl.a. enligt kraven nedan:

- Använt beräkningsprogram eller beräkningsmetod ska vara beprövat samt dokumenterat.

Begränsning av beräkningsmetod 3 vid klimatförbättrad betong:

##### 4.3.1.1 Andel tillsatsmaterial typ II $\leq 20$ %

Beräkningsmetod 3 tillåts för klimatförbättrad betong genom nedanstående två metoder under förutsättning att minst 80 % av bindemedlet består av portlandcementklinker och genom provning påvisas ha likvärdig prestanda avseende bindemedelskombinationens värmeutveckling, bilaga EBE.11/4.:

- Handboksmetoden (CraX1)
- Datorberäkningar med användning av materialparametrar för generella betongsammansättningar (s.k. ”standardbetonger”).

En förutsättning för att använda handboksmetoden (CraX1) är dock att cementhalt som angavs i rapporten 2001:14 LTU ses som den totala bindemedelshalten i aktuell betong (dvs. cement + tillsatsmaterial typ II).

##### 4.3.1.2 Andel tillsatsmaterial typ II $> 20$ %

För betong som innehåller högre andel tillsatsmaterial (dvs. andel portlandcementklinker  $< 80\%$ ) ska datorberäkningar tillämpas enligt beräkningsmetod 3.

Materialparametrar för beräkningar som får användas är följande:

- Receptspecifika materialparametrar (spricksäkerhetsfaktor S enligt tabell AMA EBE.11/1 och EBE.11/2 för receptspecifika materialparametrar)
- Generella materialparametrar för aktuell betongsammansättning från forskningsrapporter, litteraturen och materialtillverkare, t.ex. denna rapport

(spricksäkerhetsfaktor S enligt tabell AMA EBE.11/1 och EBE.11/2 för generella materialparametrar)."

Tabell AMA EBE.11/1. Värden på spricksäkerhet S för beräkningsmetod 2 och 3			
Exponeringsklass	Receptspecifika materialparametrar	Generella materialparametrar Bindemedels halt, kg/m <sup>3</sup>	
		≤ 460	> 460
XC1, XC2	1,05*	1,18	1,33
XC3, XC4	1,11	1,25	1,42
XD1, XD2, XS1, XS2	1,18	1,33	1,54
XD3, XS3	1,25	1,42	1,67

\* S beräknas som kvoten mellan dragtöjning och brottöjning

Tabell AMA EBE.11/2. Värden på spricksäkerhet S för beräkningsmetod 3 för konstruktioner som utsätts för ensidigt vattentryck			
Exponeringsklass	Receptspecifika materialparametrar	Generella materialparametrar Bindemedels halt, kg/m <sup>3</sup>	
		≤ 460	> 460
Alla	1,42	1,67	2,00

## Reflektion

Denna metod är den mest nyttjade i Sverige för att skapa ett underlag för eventuella sprickmotverkande åtgärder och arbetsbeskrivningar.

Modellering av egenspanningar med datorverktyg är komplext och utmanande, även för personer insatta i generell avancerad strukturmekanik. För varje beräkningssteg där spänningsändringar beräknas sker en iterering eftersom endast antaganden kan göras om den hårdnande betongens egenskapstillväxt under tidssteget som i sin tur påverkar hela strukturella situation för det studerade tyfallet.

Innan egenspanningarna kan beräknas måste dessutom en korrekt beräkning av temperaturutveckling och uttorkning ske, vilket i sig i många situationer kan vara ett komplext åtagande. Det är en av anledningarna till att det för närvarande endast finns ett fåtal beräkningsprogram (FEM) där trovärdig modellering sker. Flera ansatser har t.ex. gjorts att implementera modeller i välkända FEM program inom byggbranschen utan helt lyckade resultat.

I Sverige sker för närvarande endast i undantagsfall beräkningar med ett system, framtaget för mer än 20 år sedan; ConTeSt Pro. Det är ett effektivt verktyg med förenklingar avseende på strukturmodellering. Programmet är utvecklat under många års forskning, baserat på större mängd doktorsarbeten, inte bara i Sverige. Korta beräkningstider medges utan att tappa möjligheter till hänsynstagande av t ex komplexa situationerna av fastlåsning, 2D och 3D effekter m.m.

I framtiden kommer andra system att ta vid, som PPB spänning. Även kommersiella FEM program-utvecklare har visat intresse för att anpassa modeller till ung betong och egenspanningsberäkningar.

Generellt noteras, som nämnts tidigare, att kvaliteten hos egenspanningsberäkningar med nyttjade program, och därigenom möjligheten att undvika sprickorna, är starkt beroende av korrektheten hos framtagna materialparametrar. Detta accentueras vid användning av klimatreducerade betonger där observerade beteenden inte alltid – och ibland inte alls – liknar de som tidigare dokumenterats – oavsett om materialparametrarna benämns ”generella” eller ”receptspecifika”. (Benämningarna detaljeras i Hedlund et al, 2023).

I projektet föreslås därför att kriterier tas fram för Metod 3 med hänsyn till krav på kvalitetssäkring och transparent dokumentation för aktuellt beräkningsprogram, inkluderande materialdata och framförallt dess beteende. Projektgruppen har observerat att det finns en risk att vissa program missar flera viktiga ingående materialparametrar, att matematisk modellering kan brista, att tvångmodellering sker på ett mindre trovärdigt sätt med mera.

Projektgruppen vill samtidigt föreslå en strävan mot förenklade modeller. Enpunktsmetoden för enaxiella egenspanningar enligt avsnitt 3.2 är ett sådant exempel som kan nyanseras för tillämpning på många situationer av genomgående avsvälningssprickor.

Metoden har i viss mån nyligen accepterats inom Eurocode-arbetet och utgör en utmärkt ansats till beräkningar i tidiga skeden och vid beräkningar på arbetsplatser om förutsättningar snabbt ändras.

Genom anpassning och inkalibrering av givna formler för klimatoptimerade betonger kan en databas etableras. Beträffande tvånget erhålls faktorn  $R$  i ekv. (3.4) t.ex. från nämnda SBUF rapport för fall enligt Tabell 2.2. Alternativt fås tvångsfaktorn  $R$  genom FE-studier med elastiska strukturmodeller. Metodiker för dylika tvångsstudier är redan inarbetade hos initierade utförare inom området.

Således behöver endast temperaturförloppet beräknas för aktuell betong, aktuellt typfall och för en exposé av gjut- och vädersituationer. Flera kommersiella program är tillgängliga.

Inkalibrering av materialparametrar för Enpunktsmetoden har utförts tidigare, se t.ex. BHB-M kap 19.

En vidareutveckling av Enpunktsmetoden är Equivalent Restraint Method, som schematiskt kan beskrivas som en trestegsmetod för att ta fram en kompensationslinjemetodsmodell. Fördelarna med metoden är dels att tvånget bestäms genom 3D-FEM och att den kan hantera uppvärmning av tvångsgivande struktur (vilket Enpunktsmetoden saknar).

I första steget bestäms en 1D-tvångsprofil över ett analyserat tvärsnitt med hjälp av linjärelastisk 3D-FEM analys. I andra steget beräknas temperaturer och spänningar längs väl valda punkter från tvångsprofilen. I sista steget skapas själva ERM-modellen. Metodiken beskrivs i Hösthagen (2017) och BHB-M kap 19. ERM-modellen kan, om så önskas, konverteras till en kompensationsplansmetodsmodell så att både yt- och genomgåendesprickor kan analyseras.

## 5 Sammanfattning

Sverige är ett föregångsland när det gäller att analysera sprickrisker för uppkommande situationer av gjutning. Kurser hålls t.ex. inom området för entreprenörer och konstruktörer. Det bedöms att 15-30 personer i Sverige har kompetens att kontinuerligt utföra spänningsberäkningar och har bred kompetens att ta fram arbetsbeskrivningar för eventuella åtgärder

Förutsättningarna är goda att tillämpa tekniken och vidareutveckla den, inte minst kriterierna i AMA.

Förbättrade analysmetoder bör tas fram, som dessutom bör kunna vara förenklade för vanliga typfall. En utmaning är att mäta in materialparametrar på ett relevant och kostnadseffektivt sätt. Detta accentueras vid användning av klimatförbättrade betonger där observerade beteenden inte alltid liknar de som tidigare dokumenterats, oavsett om parametrarna är ”receptspecifika” eller ”generella”. Laborariemetoder bör förfinas och i några fall nyutvecklas.

BBT projektet hoppas kunna bidra till utvecklingen ovan så att sprickorna kan undvikas. Framgångsfaktorn för framtida sprickfria konstruktioner är att samverkan etableras mellan initierade experter, forskare, utförare, materialleverantörer, beställare och inte minst specialister i laboratoriet. Då kan en nyskapande utveckling ske



## 6 Referenser

- Betonghandbok Material (2021). Egenspanningar och sprickor av temperaturrelater och krympning. Värme- och mognadsutveckling, kap 19, Svensk Byggtjänst,
- Betonghandbok Material (2019). Tidig egenskapstillväxt och hårdnande betong, kap 9, Svensk Byggtjänst,
- Betonghandbok Material (2021). Krympning hos hårdnande och hårdnad betong, kap 18, Svensk Byggtjänst,
- Betonghandbok Material (2021). Fukt och betong, kap 17, Svensk Byggtjänst,
- Bazant Z P and Chern J (1985). *Concrete Creep at Variable Humidity – Constitutive Law and Mechanisms*, In: Materials and Structures, Vol 18, pp 1-20.
- Emborg M (1989). *Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages*, Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1989:73D.
- Emborg, Westerholm, Nilsson, Hösthagen, Nilimaa, Carlswärd (2023). *Egenspanningar i tidig ålder av temperaturrelater och krympning – försöksanalys, modellering, kriterier i Sverige*. Bygg och Teknik, nr 6, 2023, sid 10-18
- Fjellström P (2013). *Measurement and Modelling of Young Concrete Properties*, Luleå: Luleå University of Technology, Licentiate Thesis.
- Hedlund H (2000). *Hardening Concrete – Measurements and Evaluation of Non-Elastic Deformation and Associated Restraint Stresses*, Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 2000:25.
- Hedlund H, Wiberg H, Rasmak N, Vogt C, Hösthagen H, (2023). *STAR – Temperatursprickriskdata för klimatförbättrad betong*. SBUF ID 14096.
- Hösthagen A (2017). *Thermal Crack Risk Estimation and Material Properties of Young Concrete*, Luleå: Luleå University of Technology, Licentiate Thesis
- Jonasson J-E (1984). *Slipform construction – calculations for assessing protection against early freezing*, Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo/Research 4:84, Stockholm.
- Jonasson J-E (1994). *Modelling of Temperature, Moisture and Stresses in Young Concrete*, Luleå: Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Doctoral Thesis 1994:153D.
- Jonasson J-E and Westman G (1999). *Conversion of Creep Data to Relaxation Data by the Program RELAX*, Luleå: Luleå University of Technology, IPACS Document TG 3.2/1.
- Klausen Estensen, A (2016). *Early age crack assessment of concrete structures: Experimental investigation of decisive parameters*, Ph thesis, Institutt for konstruksjonsteknik, NTNU, Trondheim
- Klausen A. E., Kanstad T., and Bjøntegaard Ø. (2022). *The cracking risk of hardening concrete exposed to realistic curing temperature regimes and restraint conditions – Experimental investigations of important parameters*. In: Constr Build Mater, vol. 338, p. 127662, Jul. 2022, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2022.127662.
- Larson M (2003). *Thermal Crack Estimation in Early Age Concrete – Models and Methods for Practical Application*, Luleå: Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Doctoral Thesis 2003:20.

Magnusson J, Rempling R, Mathern A –Löfgren I, G. Berrocal Carlos, Suchorzewski Jan (2024). *Metoder för sprickriskbedömning och - begränsning hos hårdnande betong. En omvärldsanalys och parameterstudie*. SBUF, projekt 14170, 71 sidor. Prel rapport

Nilsson et al (2024). *Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling m h t miljökriterier, Slutrapport*. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024.

Nilsson et al (2024). *Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling m h t miljökriterier, Slutrapport sammanfattning*. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2023.

Nilsson et al (2024). *Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling m h t miljökriterier, Materialrapport*. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024.

Nilsson et al (2024). *Trafikverkets och Anläggning AMAs metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling m h t miljökriterier, Försöksmetodik*. Luleå: Luleå tekniska universitet, Teknisk rapport, 2024.

Westman G (1999). *Concrete Creep and Thermal Stresses – New Creep Models and Their Effects on Stress Developments*. Luleå: Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1999:10.

# Egenspänningar i tidig ålder av temperaturre rörelser och krympning

## - försöksanalys, modellering, kriterier i Sverige

Det är förhindrade volymändringar av temperatur- och fuktförhållanden under bindemedlets hydrationsfas som framkallar egenspänningar och alltför ofta ogynnsam sprickbildning i betongen under tidiga skeden efter gjutningen. Ska man vidta lämpliga åtgärder mot sprickbildningen måste egenspänningarna beräknas på rätt sätt och hållas i schack. God förståelse om bakomliggande mekanismer behövs för att lyckas.

Sverige har en lång forsknings- och utvecklings-tradition inom området och just nu avslutas ett större projekt vid Luleå Tekniska Universitet på uppdrag av Trafikverket (FOI-BBT) med delfinansiering av Heidelberg Materials, Cement och Betong; "BBT-projektet". SBUF är även medfinansiär. Under BBT-projektets gång har en mängd erfarenheter inhämtats beträffande materialparametrarnas inmätning, modellering och påverkan på sprickrisk, samt även beträffande strukturmodellering och tillämpning i regelverk. Speciellt intressant är hur alla inverkan-de faktorer påverkas när klimatförbättrade betong-kvaliteter nu introduceras för att möta strävanden mot klimatneutralt betongbyggande.

Sprickområdet har fått ökad aktualitet. Exempelvis belyser en rapport i ett regeringsuppdrag området som "ett av de mest kritiska" inom betongtekniken och menar att det kan utgöra ett hinder vid framtida implementering av miljövänliga betonger om inte laboratoriekapacitet förbättras.

Vi ser därför vikten av att erfarenheterna från BBT-projektet förmedlas på bästa sätt. Seminarier och föredrag har genomförts och flera rapporter är på gång. Här kommer en första blänkare.



Foto: Peter Oppenheimer, Heidelberg Materials Betong

**Figur 1:** Massiva konstruktionselement, järnvägstunnel Varberg. Temperatursprickor har undvikits med kylning dimensionerad genom sprickriskberäkningar för klimatförbättrad betong nivå 2.

Att egenspänningar i betong kan orsaka sprickor och andra olägenheter vid gjutning av såväl grova som slanka konstruktioner har man känt till i över 100 år liksom att det är förhindrade volymändringarna av temperatur- och fuktförhållanden under hydratationen som framkallar spänningarna. Det är inte heller någon nyhet att beständighet och teknisk funktion påverkas, till exempel hos tunnlar, broar, industri-, och husbyggnader, *figur 1*. Genomgående sprickor, *figur 2*, är speciellt ogynnsamma eftersom de oftast finns kvar och kan påverka strukturens lastkapacitet men sprickorna fungerar också som inkörsport för nedbrytningprocesser såsom frostangrepp, armeringskorrosion och urlakning. Självklart bör sprickorna undvikas.

Kompetens och erfarenhet inom området har arbetats upp i Sverige under lång tid. Bertil Löfquist var en av pionjärerna. Han redogjorde 1946 i sin avhandling (nr 3 vid Chalmers) om påverkansfaktorer på sprickbildning i grovbetongkonstruktioner och genomförde och analyserade avancerade laboratorieförsök samt utveck-



**Mats Emborg**  
Heidelberg Materials Betong/LTU



**Anders Hösthagen**  
Bostek/LTU



**Mikael Westerholm**  
Heidelberg Materials Cement



**Jonny Nilimaa**  
LTU/Heidelberg Materials Cement



**Martin Nilsson**  
LTU



**Jonas Carlswärd**  
Heidelberg Materials Betong

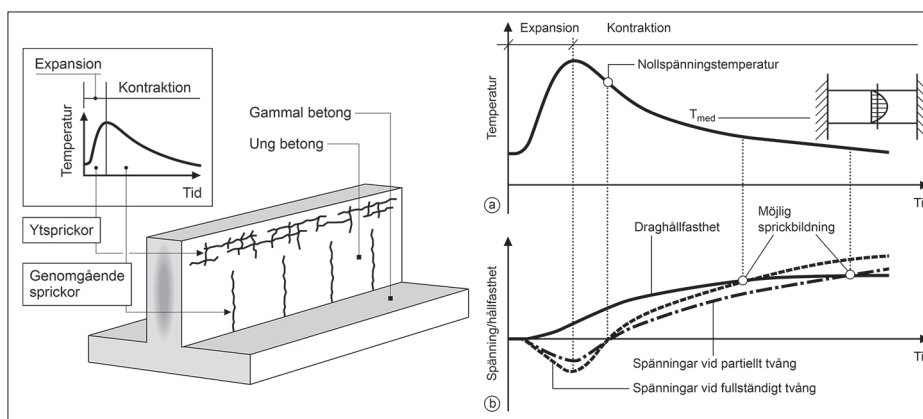
lade beräkningsmodeller för spänningar - ett mycket imponerande arbete som står sig än idag! Löfquist ligger till exempel bakom en beräkningsmetod som nu föreslås i Eurocode. Stig Bernander, Skanska, tog upp tekniken 25 år senare för att bland annat säkerställa en sprickfri Tingstadstunnel. Sedermera tilldelades Bernander, ihop med Jan-Erik Jonasson, mentorrollen för flera doktorandprojekt vid Luleå Tekniska Universitet. Den svenska metodiken för undvikande av temperatursprickor, presenterad i Bronormen på 1980-talet och fortfarande gällande, är ett resultat av Bernanders och Jonassons insatser.

Att kunna beräkna uppkomsten av egenspanningar under hårdnandet är en utmaning. Förståelse om hur alla inverkanande faktorer, figur 3, samspelar är nödvändig. Materialtekniska, konstruktions-tekniska och utförandetekniska aspekter ska hanteras parallellt och det gäller även att vara medveten om när olika typer av sprickor uppkommer, se tabell 1, eftersom vitt skilda åtgärder är lämpliga för dessa. Viktigt är att ha vetskap om eventuella förändringar när klimatförbättrade betonger nu introduceras på marknaden, se till exempel artikel i detta nummer om det nya Hett<sup>22</sup> programmet, behandlande flera delar av figur 3.

### Materialegenskapers inverkan

Värmeutvecklingen, tillväxten av mekaniska egenskaper och de lastoberoende deformationerna (temperaturrelserna och krympningen), är alla entydigt relaterade till mognadsutvecklingen, det vill säga betongens temperaturberoende "inre betongklocka". Betongklockan blir således en nyckelparameter. I Sverige beskrivs mognadsfunktionen med en klassisk modell där aktiveringsenergin hos de kemiska reaktionerna beaktas enligt den kända Arrheniusfunktionen (efter Svante Arrhenius, som belönades med nobelpriset 1903. Han var också den förste forskare i världen som påvisade att människans utsläpp av koldioxid från fossila bränslen medförde en växthuseffekt och att denna kunde påverka det globala klimatet - i en vetenskaplig artikel 1889!)

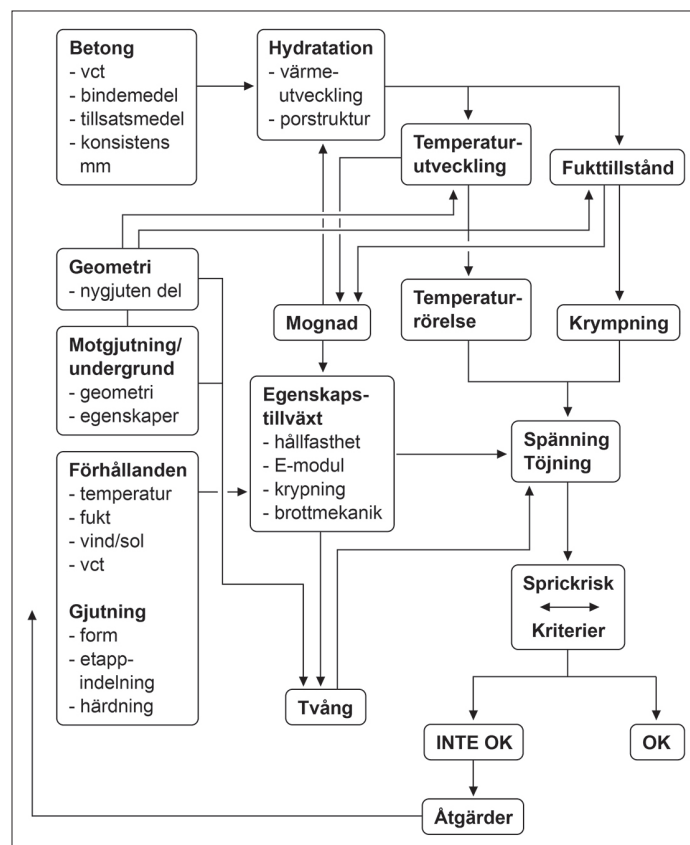
Tryck- och speciellt draghållfasthetsutveckling är en nyckelparameter och måste uttryckas på rätt sätt eftersom den ingår i definitionen i dragspänningsnivå eller dragtöjningsnivå, det vill säga sprickrisken. Eventuellt tapp i hållfasthet vid höga lagringstemperaturer bör fastställas även om detta inte är så vanligt för svenska anläggningsbetonger. Etablerande av hållfasthetsutvecklingen underlättas vid nyttjande av hållfasthetsspektra, figur 4.



Figur 2: Ytsprickor under uppvärmning och genomgående kontraktionssprickor under avsvälning hos vägg gjuten på tidigare gjuten sektion (vå). Temperaturer och egenspanningar vid 100 % alt. partiellt ändtvång och sprickbildning under avsvälning (hö), från *Betonghandbok Material - kap 19 [1]*.

Tabell 1: Typer av tidig sprickbildning.

Spricktyp	Expansionssprickor under uppvärmningsfas	Kontraktionssprickor under avkylningsfas
Ytsprickor	Beror på temperaturskillnader mellan yta och centrala delar. 0.71	Framkallas vid snabb ytavkylning
Genomgående sprickor	Uppkommer när temperaturen skiljer sig mellan olika delar av nygjuten konstruktion, och mellan anslutande struktur.	Beror på temperatursänkning och mothåll från anslutande strukturer/ undergrund.

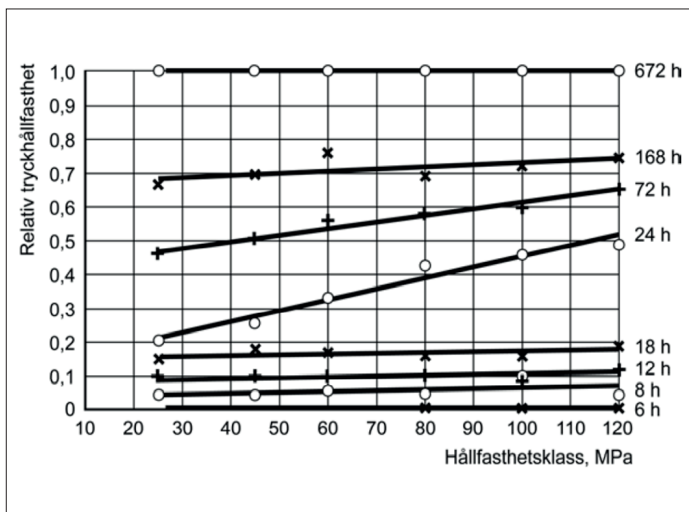


Figur 3: Faktorer inverkanande på tidiga egenspanningar och hur sprickrisk kan bedömas, från [1].

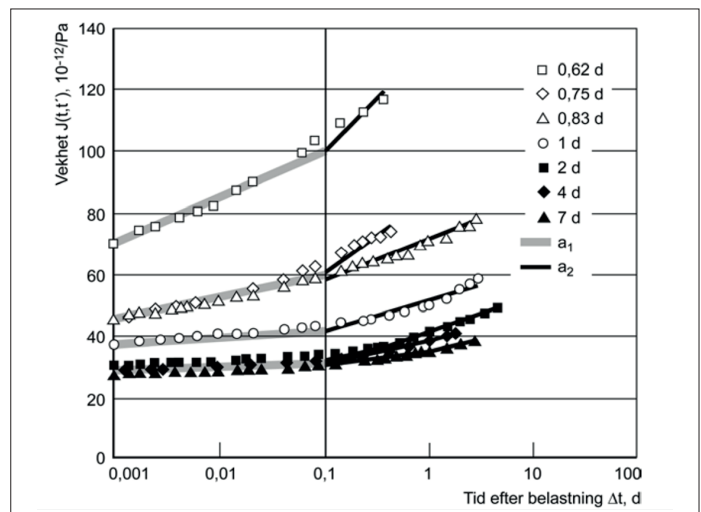
Om inte de elastiska deformationerna och krympningen provas noggrant och modelleras korrekt blir egenspanningsberäkningarna osäkra och i värsta fall helt felaktiga. Genom att egenskaperna förändras snabbt under första dygnet finns utmaningar vid mätning i laboratoriet och efterföljande analyser.

Det är en fördel att modellera den totala deformationen genom total vekhet

i stället för uppdelning i elastisk del och krypdel. Figur 5 visar vekheten från flera krypförsök med en karaktäristisk brytpunkt vid 0,1 dygns belastningstid där de linjärlogaritmiska kurvornas lutning ändras. Resultaten kan betraktas som ett vekhetsspektrum som företrädesvis modelleras med den Linjärlogaritmiska Modellen föreslagen av Larson [2]. Från denna vekhetsmodell kan ett så kallat relaxa-



Figur 4: Relativ hållfasthet som funktion av hållfasthetsklass och ålder från gjutning. "Spektrum för tryckhållfasthetstillväxt", baserat på begränsad mängd försöksvärden, från [1].



Figur 5: Vekhet (dvs. deformation/spänning) uppmätt i laboratorieförsök som funktion av tid efter belastning. Tidpunkter anger ålder vid belastning. Parametrar  $a_1$  och  $a_2$  ingår i den Linjärlogaritmiska Modellen [2], från [1].

tionsspektrum tas fram för beräkning av egenspanningarna. Modelleringen rekommenderas starkt eftersom den ger entydiga samband utifrån krypförsök för ett mindre antal belastningsåldrar, jfr hållfasthetens spektrum ovan. Modellen går utmärkt att använda på hårdnad betong.

Vid användning av betong med lågt vattencementtal är autogen krympning av självuttorkning alltid närvarande. Den kan vara ansenlig och bör dokumenteras noga och tas med i spänningsanalyserna.

#### Inmätning av materialparametrar och modellering

Det inses att ingen av betongegenskaperna ovan kan bortses i sammanhanget och de bör nogga mätas in i laboratoriet, vissa även på byggarbetsplatsen. Investering i sådan mätning är lönsam i och med att sprickriskanalyserna kan säkras upp och åtgärder på bygget kan optimeras.

Under BBT-projektets gång har, som nämnts, många egenheter observerats beträffande materialparametrarnas inmätning och modellering, se projektrapporter i referenslistan. Ett axplock av våra erfarenheter kommer här.

Beträffande värmeutvecklingen, som erhålls i semi-adiabatisk utrustning bör själva utrustningens betydelse inkluderas. Det handlar om effekter av upplagrad värme och individuella värmeförluster i utrustningen, väl beskrivet i [3]. Inverkan av effekterna är ansenlig enligt referensen och kan förorsaka felaktiga utvärderade resultat, många gånger överstigande 5 procent av utvärderad värmeutveckling. Effekten beaktas i försöksanalyserna vid Luleå. Det är märkligt att dessa fenomen inte ens nämns internationellt.

Det är väsentligt att förstå vilka delar av värmeutvecklingsförloppet som har störst inverkan på temperaturer i den hårdnande

betongstrukturen. Erfarenheter visar att hastigheten hos värmeutvecklingen under de första dyggen har stor inverkan på temperaturförlopp i normala konstruktioner med dimensioner av 0,5 m – 1,5 m. Den senare delen av utvecklingsförloppet, när det slutliga värdet är på väg att nås, har större betydelse för massivare konstruktioner. För normala cement och bindemedelskombinationer är det således viktigt att man är nogga med inmätning och modellering av det tidiga skedet. Vad som gäller för klimatförbättrad betong får framtida analyser visa – troligen är det lika nogga.

Det finns även ett behov att få en bild över materialegenskapers inverkan på temperaturutveckling i jämförelse med miljöfaktorer det vill säga temperatur, vind, formhantering och så vidare. En viktning av miljöparametrarnas betydelse hade varit önskvärd för att balansera kravställningen på materialparametrarnas framtagning i laboratorieförsöken.

Slutligen är det av praktiskt stort värde om värmeutvecklingsparametrarna kan jämföras mot enklare provningar på arbetsplats, det vill säga väldefinierade "mock-up". Om signifikanta avvikelser ses kan man kalibrera in parametrarna för en bättre överensstämmelse mellan teori och empiri. Detta borde vara ett krav för att nyttja så kallade "receptspecifika parametrar", se senare del och [4].

Beträffande hållfasthetsutvecklingen kan modelleringen förenklas. Idag används en indelning i två faser för att tillfredsställa behov i mycket tidigt skede, till exempel glättning, respektive i senare skeden vid formrivning och sprickanalyser. Två formler föreslås vilka kan ersättas med en om endast det senare behovet är intressant. Viktigt är att start-tiden när hållfasthetstillväxten börjar skönjas kalibreras in mot andra indikatorer, till exempel

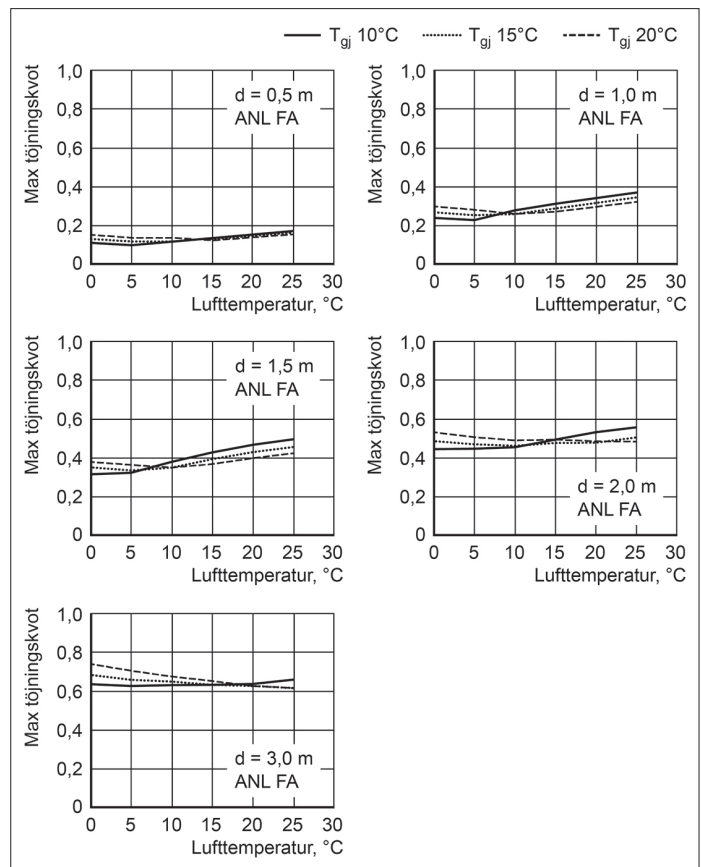
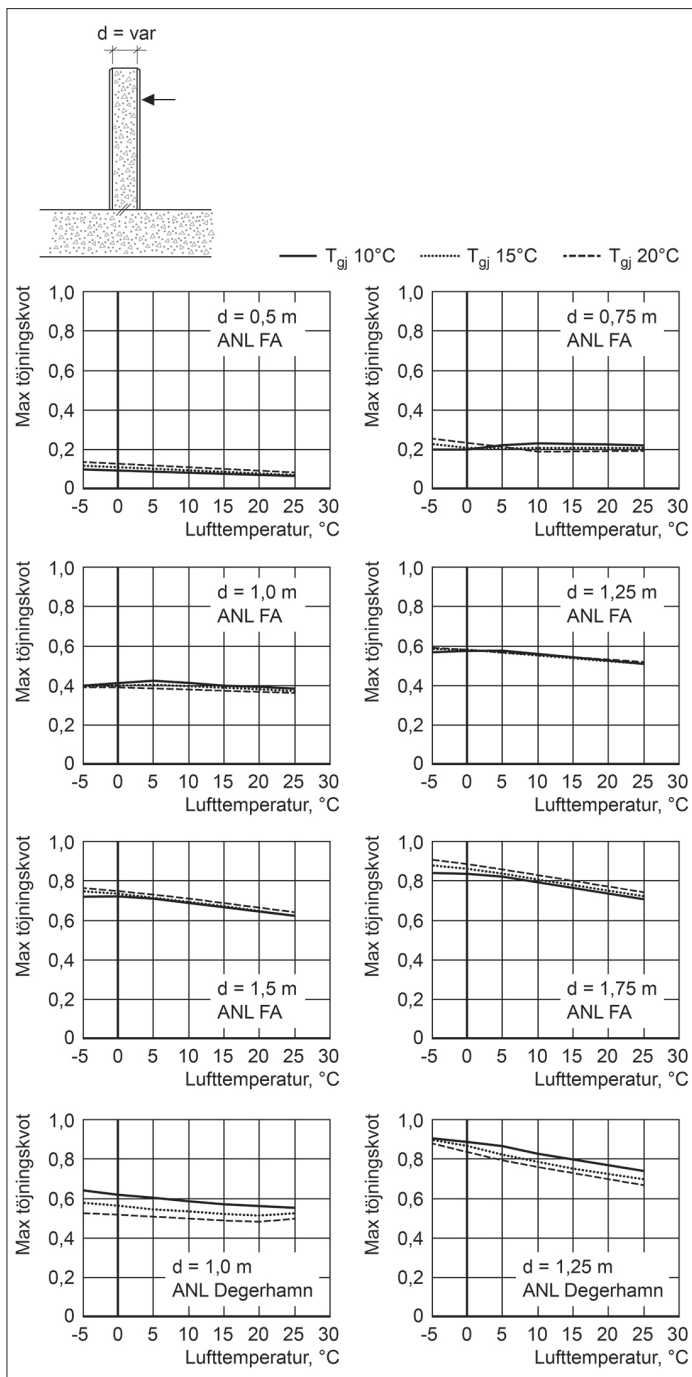
tillstyvnadstid eller tid när viss värme genererats i adiabatisk utrustning.

Hållfasthetsspektret, se figur 4, rekommenderas att användas och givetvis att presenteras i resultatredovisning. Respektive hållfasthetsutveckling från olika betongkvaliteter kommer då att uppvisa inbördes förväntade skillnader, till exempel så att parametrar varierar logiskt vid framtagning av mellanliggande betongs betende. Mycket försiktig extrapolering utanför uppmätta värden är då möjlig.

Mognadsfunktionens komplexitet har redan berörts. Genom nyttjande av kubprovning, där dessa är lagrade i tempererade bad, kan mognadsfunktionen modelleras genom den ställföreträdande parametern hållfasthet i stället för hydratationsgrad som är komplex att mäta in. Direktlagring av kuber i mycket varma bad bör undvikas då det kan resultera i en kraftig överskattning av betongens hållfasthetstapp vid höga temperaturer. Lagring bör istället ske genom successiv ökning av temperaturen på ett realistiskt sätt.

Klimatförbättrade betonger med olika bindemedelskombinationer har observerats ge olika temperaturkänsligheter beroende på använda tillsatsmaterial, som dessutom är annorlunda beroende på vattenbindemedelstal. Det innebär att "standardparametrar" i Arrheniusfunktionen får skiftande värden och att dessa påverkas av bland annat hållfasthetsklass. Arrheniusfunktionen påverkas dessutom även av betongens ålder. Det har observerats att temperaturfaktorn i funktionen tyvärr inte kan ges ett generellt värde för en bindemedelskombination oavsett vattenbindemedelstal – det hade förenklats provningen betydligt.

Beträffande hållfasthetstapp vid höga temperaturer som är komplext och svår-gripbart för gemene man, synes anlägg-



Figur 7: Fundament på makadam eller liknande underlag. Ytsprickrisiker vid variation av gjut- och lufttemperatur samt dimension, från [1].

Figur 6: Vägg på platta: ytsprickrisiker i vägg vid variation av gjut- och lufttemperatur, dimension och cement. Träform 22 mm, anläggningsbetong, från [1].

ningsbetonger vara tämligen okända. Detta bör man förvissa sig om och man får helt enkelt tyvärr förlita sig till beräkningsprogramms korrekthet likväl som erfarenhet hos den person som utfört analysen. Användaren bör notera att vissa publika värden är framtagna vid den realistiska varma direktlagringen och kan vara mycket osäkra. Det bör uppmärksammas att hållfasthetstappet inte har någon direkt påverkan på spänningsnivå enligt de modeller som föreligger i aktuella beräkningsverktyg.

Modellparametrar för *autogen krympning* anpassas nu till korttidsförsök som sker under cirka 14 dagar. Tidsfunktion och slutvärdet har man följaktligen mycket liten kännedom om. Dessa varierar starkt i litteraturen och erfarenheter inom BBT-

projektet, bland annat beroende på försökstekniska förhållanden, till exempel blandning, starttid av försök i relation till tillstyvnadstid, eventuellt fuktläckage och hur länge försöken pågår. Därför kan ansatta parametervärden bli en gissning. Observationer från tendenser i hållfasthetsutveckling kan ge en ledtråd.

Att de *viskoelastiska egenskaperna* modelleras genom *relaxationsegenskaper* beror helt enkelt på den beräkningsmodell för strukturberäkningar, baserad på fjäder och dämpare, som används. Strukturmodellen, uppbyggd av parallellkopplade Maxwellelement, är överlägsen andra metoder beträffande korrekthet för ung betong, effektivitet, minskat lagringsutrymme etc, men "den kräver sin man". Den smarta modelleringen av Larson &

Jonasson [2] (figur 5) genererar en lösning med reducerat försöksbehov samtidigt som kontrollen är näst intill fulländad, en förmåga som inte har kunnat påvisats för projektteamet med någon annan modell för viskoelastisk modellering i tidig ålder. Verktyg finns för etablering av relaxationsspektrat; RELAX.

*Olinjära effekter* uppträdande vid höga dragspänningar kan generellt behandlas genom brottmekaniska teorier vilket låter sig göras i många kommersiella FE-beräkningsprogram. Svårigheten är att finna information och försöksdata om lämpliga modeller och över effekten på sprickuppkomst, sprickvidd etc. I aktuella svenska program behandlas de olinjära effekterna tämligen pragmatiskt. Forskning inom området är nödvändig, speciellt vid användning av modern klimatförbättrad betong för att bättre ringa in övergången från linjärt beteende till icke-linjärt samt töjningens beroende på temperatur och fuktstillstånd, den så kallade Pickett-effekten. Även om det är en diger uppgift att ta hänsyn till de olinjära effekterna bör de studeras mer utförligt i framtiden. I nuläget sker en semi-empirisk justering av dem vid parameteranpassning mot mätresultaten från spänningsriggen.

*Draghållfasthetens bestämning* innebär en stor utmaning. Det gäller att finna ett relevant värde på draghållfasthet respektive brott-töjning som jämförs med upp-

kommen dragspänning/töjning. Inmätning av den enaxiella draghållfastheten hos ung betong kräver noggrann provpreparering och fastfixering i belastningsutrustning. Svårigheter uppträder att definiera under vilka förhållanden draghållfastheten ska råda, där belastningshastighet, temperatur och fuktförhållanden inverkar. Spänningar och brottvärden registrerade i temperaturspänningsriggen ger viktig ledning.

### Metodiker i dagens regelverk

Rekommendationer att hantera tidiga egenspanningar införlivades i Bronormen på 1990-talet och i dagens gällande regelverk, AMA Anläggning 23, formuleras tre beräkningsmetoder: 1) krav på temperatur, konstruktionstjocklek, formrivningstid, 2) tabellerade typfall 3) datorberäkningar. Anpassning har skett till klimatförbättrad betong, väl beskrivet i [4].

**Beräkningsmetod 1** innehöll ursprungligen temperaturkriterier: tillåten differens inom gjutetapp och mellan gjutetapper liksom maximal temperatur, det vill säga temperaturberäkningar var möjliga. Med tiden har Metoden utvecklats till strikta krav för temperaturförhållanden, geometri och typ av gjutsituation [4]. Endast ytsprickor för *symmetrisk temperaturfördelning* kan behandlas.

Förutsättningarna för kriterierna kommer från gamla beräkningar i Beräkningsmetod 2. Möjligheten till att utföra egna analyser finns således inte.

Nya analyser för ytsprickor visar på moderata sprickrisker, se *figur 6*, och det bör finnas ett utrymme att lätta upp kraven. Gällande kriterier kan därför medföra åtgärder som inte alltid är nödvändiga och uppdatering bör ske snarast. Osymmetrisk temperaturfördelning, till exempel uppträdande i fundament, *figur 7*, kan inkluderas på samma gång liksom genomgående sprickrisker där varierande grad av tvång beaktas.

I framtiden bör även *temperaturbaserade kriterier* inom den nygjutna sektionen och mellan denna och motgjutning/lufttemperatur återetableras för enklare typfall. Därmed har vi återskapat möjligheten för utförare att endast beräkna temperaturförloppet, till exempel med HETT<sup>22</sup>-programmet eller något annat verktyg. Då kan Metoden i fortsättningen förtjäna benämningen ”beräkningsmetod”.

**Beräkningsmetod 2**, med sina fyra typfall, har erfarenhetsmässigt visat sig vara av nytta vid tidig förplanering och vid mindre projekt. Metoden har varit användbar: cirka 90 procent av ytsprickfallen har av insatta utförare rapporterats kunnat behandlats och cirka 10 procent av genomgående sprickriskfallen har kunnat stu-

deras. Beräkningsmetod 2 kan då direkt utgöra bas för arbetsbeskrivningar i de fall inga åtgärder behöva vidtas.

Eftersom metoden grundar sig på beräkningar med materialparametrar gällande för cirka 20 år gamla betongkvaliteter inses att diagrammen saknar relevans. Ytsprickfallet ovan är ett talande exempel. Med andra ord är behovet stort av ett uppdaterat tabell/diagramunderlag, där man snabbt kan avgöra om åtgärder är nödvändiga och om Beräkningsmetod 3 måste tillämpas. När uppgraderingen väl sker kan flera typfall kopplas till utförlig rapport om tvång [5]. Tvångsinverkan får inte förringas!

**Beräkningsmetod 3** är den mest nyttjade i Sverige för att skapa underlag för arbetsbeskrivningar med eventuella åtgärder. AMA tydliggör hur resultaten från sprickriskberäkningar ska möta kriterier för olika exponeringsklasser om man nyttjat generella materialparametrar eller receptspecifika egenskaper inmätta i laboratoriet för aktuell betong. I uppdatering av AMA 23 finns också anvisningar beträffande hur klimatförbättrad betong ska hanteras.

Modellering av temperaturer, fuktförhållanden och egenspanningar med datorverktyg är komplext och utmanande, även för personer insatta i generell avancerad strukturmekaniik. Det är en av anledningarna till att det för närvarande endast finns ett fåtal beräkningsprogram (FEM) där trovärdig modellering sker. Flera ansatser har till exempel gjorts för att implementera modeller i välkända FEM program inom byggbranschen utan helt lyckade resultat.

I Sverige sker för närvarande beräkningar med ett drygt 20 år gammalt system, ConTestPro, ett effektivt verktyg med smarta förenklingar med avseende på strukturmodellering. Programmet är utvecklat under många års forskning, bland annat doktorsarbeten, inte bara i

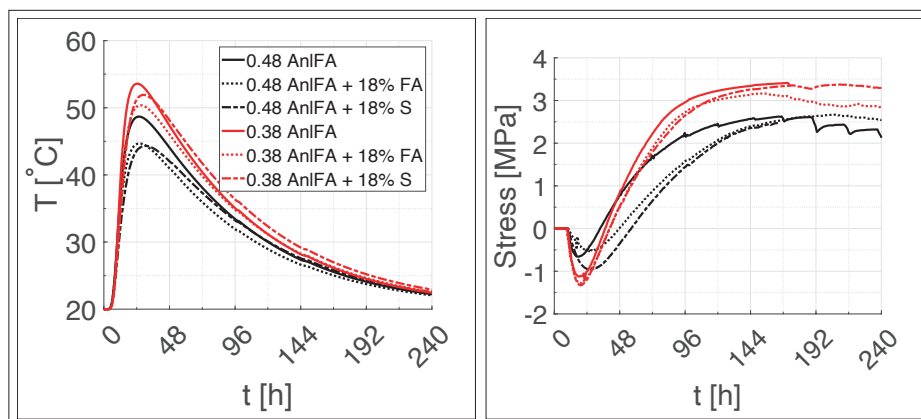
Sverige. Korta beräkningstider medges, och möjligheter till komplexa 2D, 3D situationerna av fastlåsning.

I framtiden kommer andra system att ta vid. SBUF har ett på gång och det finns intressen från kommersiella FEM programutvecklare. BBT projektet föreslår därför att kriterier tas fram för Beräkningsmetod 3 med hänsyn till krav på kvalitetssäkring av materialparametrar och transparent dokumentation. Projektgruppen har observerat att det finns en risk att vissa program missar flera viktiga ingående materialparametrar, att matematisk modellering kan brista, att tvångsmodellering sker på ett mindre trovärdigt sätt, att ung betongs föränderliga beteende inte behandlas korrekt med mera.

### Klimatförbättrad betong inom BBT-projektet - effekter

Ett delmål i projektet var att ta fram materialparametrar för en grupp klimatförbättrade betonger med olika bindemedelskombinationer och att studera inverkan på sprickrisker. Så långt har sex recept provats och kvalitetssäkrade modellegenskaper har tagits fram efter ett mödosamt arbete med otaliga kontrollberäkningar och omtag beträffande modellering, se [6] – [8] för transparent redovisning. De sex betongrecepten är valda med två vattenbindemedelstal där referens med Anl FA motsvarar nivå 2 av reduktion, se Svensk Betong, och där 18 procent tillsättning av flygaska respektive slag innebär att nivå 3 kan nås. Framtagning sker även av parametrar för mellanligande betongkvalitet, så att data för nio recept etableras, se [6].

*Figur 8* visar exempel på egenspanningar i temperaturspänningsriggen för 100 procent tvång, med styrkurvor beräknade för 0,7 m tjock vägg utifrån inmätta materialparametrar. Spänningsriggen utgör ju slutlig kontrollpunkt och är ovärderlig i sammanhanget. Beräknade spänningar



**Figur 8:** a) Temperaturutveckling för 0,7 m tjock vägg, beräknad baserad på inmätta materialparametrar värme och mognad vid LTU; den s k styrkurvan b) Egenspanningar vid 100 % tvång, uppmätta i temperaturspänningsriggen och beräknade med inmätta materialparametrar för klimatförbättrade betonger nivå 2 och 3, från [6] och [9].

med materialmodellerna stämmer väl överens med uppmätta i riggen. Reduktion hos ytterligare klimatförbättring kan ses vilket givetvis är en trevlig observation.

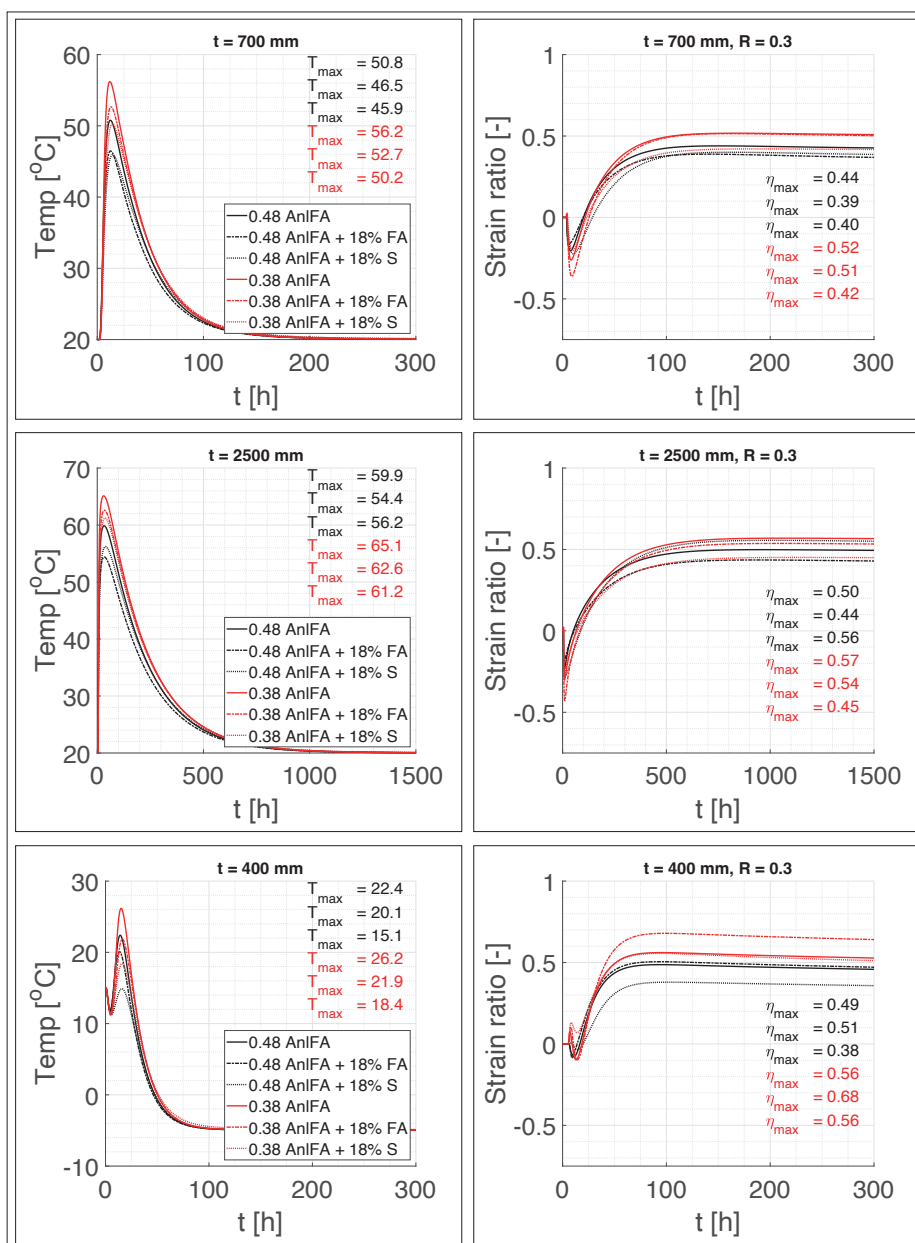
Vidare visar figur 9 spänningsberäkningar för några situationer av väggjutning på platta med de sex betongerna. Tvång har satts till 30 procent. Typfallen har av initierad expertis valts som lämplig kontrollinstans för kvalitetssäkring av materialdata. Man observerar för grundfallet, det vill säga 0,7 m tjock vägg, förväntade skillnader i temperaturutveckling och sprickrisk, det vill säga töjningskvot. En större klimatreduktion ger således mindre avsvälning och lägre sprickrisk. För ett mer massivt tvärsnitt; 2,5 m, kan liknande tendenser konstateras. Här erhålls något högre sprickrisker vilket beror på högre maximala temperaturer och därigenom större avsvälning. Det mer extrema slanka och kalla fallet med en avsvälning till  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  utmärker sig genom att två blandningar avviker från övriga. Detta förklaras av den komplexa inbördes påverkan av temperaturutveckling, det vill säga maximal temperatur och avsvälning ned till lufttemperatur i relation till egenkapstillväxt. Någon blandning visar på en menlig påverkan av något långsam hållfasthetstillväxt, där betongen inte riktigt "kommer i gång" under det att en annan blandning gynnas av låg temperaturutveckling. Vi konstaterar att ett sådant kallt fall bör hanteras med noggrannhet vid prognoser. Flera variationer bör företas.

## Slutord

Sverige är ett föregångsland när det gäller att analysera sprickrisker orsakade av egen-spänningar för de mest skiftande situationer vid gjutning. Kurser hålls för en växande grupp av användare och vi har en bred kompetens att utföra spänningsberäkningar och att ta fram arbetsbeskrivningar för eventuella åtgärder.

Förutsättningarna är goda att tillämpa tekniken och vidareutveckla den, inte minst kriterierna i AMA. Förbättrade analysmetoder bör tas fram, som dessutom bör kunna vara förenklade för vanliga typfall. En utmaning är att mäta in materialparametrar på ett relevant och kostnadseffektivt sätt. Detta accentueras vid användning av klimatförbättrade betonger där observerade beteenden inte alltid liknar de som tidigare dokumenterats, oavsett om parametrarna är "receptspecifika" eller "generella" (se [4]). Laboratoriemetoder bör förfinas och i några fall nyutvecklas.

BBT projektet, utförligt rapporterat i [6] – [8], med bland annat nio klimatförbättrade betonger hoppas kunna bidra till utvecklingen ovan så att sprickorna kan



Figur 9: Beräknade medeltemperaturförlopp och motsvarande sprickrisker, uttryckt i töjningskvot. Vägg gjuten på platta, tvång 30 %, tre fall av geometri varav ett utgör ett vinterfall med tunn vägg. Beräkningar baserade på materialparametrar enligt [6] och [9].

undvikas. Framgångsfaktorn för framtida sprickfria konstruktioner är att samverkan etableras mellan initierade experter, forskare, utförare, materialleverantörer, beställare och inte minst specialister i laboratoriet. Med gemensamma krafter kan nyskapande utveckling ske inom området! ■

## Referenser

- [1] Betonghandbok Material, Kap 19. Egen-spänningar och sprickor av temperaturrörelser och krympning. Värme- och mognadsutveckling. Svensk Byggtjänst, 2021
- [2] Larson, M., and Jonasson, J., *Linear Logarithmic Model for Concrete Creep II. Prediction Formulas for Description of Creep Behaviour*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 2, July 2003 (II), pp. 188-200
- [3] Fjellström P, *Measurement and Modelling of Young Concrete Properties*, Licentiate Thesis, Dept. of Civil, Environmental and Natural

Resources Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden 2013, 200 pp.

[4] Hedlund H, Wiberg H, Rasmak N, Vogt C, Hösthagen H, STAR – *Temperatursprickriskdata för klimatförbättrad betong*. SBUF ID 14096.

[5] Nilsson M, Hedlund H, Emborg M, Jonasson J-E, Bernander S. *Tvång i betongkonstruktioner för sprickrisikanalys*, SBUF rapport, projekt 11618, 2015.

[6]- [8] Nilsson M, Emborg M, Westerholm M, Hösthagen A, Nilimaa N, Carlswärd J. *Trafikverkets och Anläggning AMA:s metoder för undvikande av tidig sprickbildning i betong – nyutveckling m h t miljökriterier*. Luleå Tekniska Universitet, Teknisk Rapport, 2023; [6] Projekt rapport inklusive materialparametrar, [7] Försök analys, materialparametrar och modellering [8] Spänningsberäkningar, metodik

[9] Nilsson et al (ovan) + Hedlund H. *Svenska Sprickmodellen – metoder för sprickbegränsning av hårdande betong*, SBUF, projekt 13630



## Thermal Crack Risk Estimations - Equivalent Restraint Method Correlated to Empirical Observations.



Anders Hösthagen  
M.Sc. Ph.D. Student  
Projektengagemang AB &  
Lulea University of  
Technology  
Dept. of Structural  
Engineering  
Email: anders.hosthagen@  
projektengagemang.



Dr. Jan –Erik Jonasson  
Professor  
Lulea University of  
Technology  
Dept. of Structural  
Engineering  
Email: jej@ltu.se



Dr. Mats Emborg  
Professor  
Lulea University of  
Technology  
Dept. of Structural  
Engineering  
Email: Mats.Emborg@ltu.se



Dr. Hans Hedlund  
Adjunct professor  
Skanska Sverige AB  
And Lulea University of  
Technology  
Dept. of Structural  
Engineering  
Email:  
hans.hedlund@skanska.se



Kjell Wallin  
Consulting Engineer  
Projektengagemang AB  
Email:  
kjell.wallin@projektengage  
mang.se

### ABSTRACT

The present study deals with the correlation between numerical models and empirical observations in newly cast concrete structures. The model used is the equivalent restraint method, ERM, which is established from several local restraint method calculations, LRM. The casting of walls in a tunnel construction is investigated. Correlation between models and empirical measurements is established in three steps: 1) the restraint situation is analyzed; 2) the calculated temperature developments are compared to empirical temperature measurements to calibrate the models; and 3) calculated strain ratios are compared with observed crack patterns, and in general a good correlation is achieved.

**Key words:** Local restraint method, equivalent restraint method, cracking, modelling, early age concrete.

### 1. INTRODUCTION

The movements within newly cast concrete are heritage from temperature and moisture states and may cause cracking during the construction. For complex structures, such as bridges, tunnels, foundations and piers, comprehensive pre-calculations need to be performed in order to analyze the risk of through and surface cracking. If high strains/stresses are predicted for some part of the construction, measures are needed to avoid cracking. Examples of measures are

cooling of the young concrete, preheating of the adjoining construction and/or optimized concrete mix (alternative binders, lower cement content etc.). In the case of casting section against an adjoining structure or a restraining entity (such as rock, subgrade), the restraint influencing on the newly cast concrete increases, and with high restraint the risk of cracking becomes higher. It is understood that to design the measures in a cost-effective fashion reliable calculations are needed. It is known that the restraint is usually difficult to estimate correctly and therefore is an uncertain factor. Different models to estimate the risk of cracking have benefits and withdrawals. Here the model called equivalent restraint method, ERM /Al-Gburi 2012/, is used. The benefits of this method are the possibility to extract the restraint analyzed by elastic 3D calculations and implement it into a compensated plane method for young concrete. These calculations are efficient from a time saving point of view compared with the use of a 3D viscoelastic- viscoplastic simulation for young concrete. Furthermore, the ERM makes it possible to analyze arbitrary measures on site, cooling and/or heating.

## 2. AIMS AND OBJECTIVES

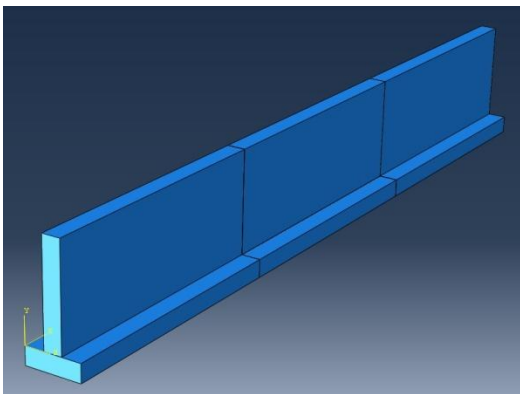
Aims and purposes of the present research are to:

- Investigate different casting order when pouring walls on a base slab, and specially analyze the influence on restraint when casting a segmented wall in series (Case 1) or casting a wall in between two completed walls (Case 2).
- Correlate the estimated crack risk to empirical observations of the resulting crack pattern using the numerical model ERM (Equivalent Restraint Method, /Al-Gburi 2012/).

## 3. CALCULATIONS AND RESULTS

### 3.1 Restraint conditions

The studied situation is shown in Figure 1. A wall segment (thickness = 1.2 m, height = 8.35 m and length = 17.5 m) is cast on a base slab (width = 3.5 m, height = 1.2 m and length = 17.5 m). In the figure Case 1 means that one of the end walls is cast as the last wall, and for Case 2 the intermediate (second wall) is cast between two existing walls.



*Figure 1 – Illustration of three casting sequences for typical case wall-on-slab. In Case 1, one of the end walls is the last casting, and in Case 2 the intermediate wall is the last casting.*

For the walls the direction of interest is along the X-axis (longitudinal direction), and the corresponding restraint is shown in Figures 2 and 3. The restraint calculations are performed using the program Abaqus. Stresses/strains in the longitudinal direction cause the typical crack pattern where cracks appear perpendicular to the joint between the base slab and the wall, see Figure 4. The geometry in the figure is described by Case 1.

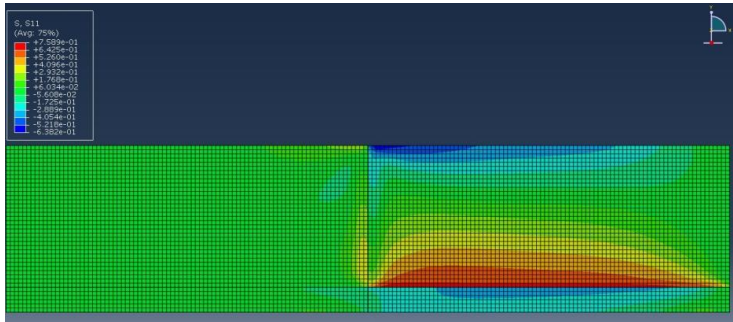


Figure 2 – The restraint profile for Case 1. Elastic calculations using the program Abaqus, where the newly cast concrete is contracting homogeneously.

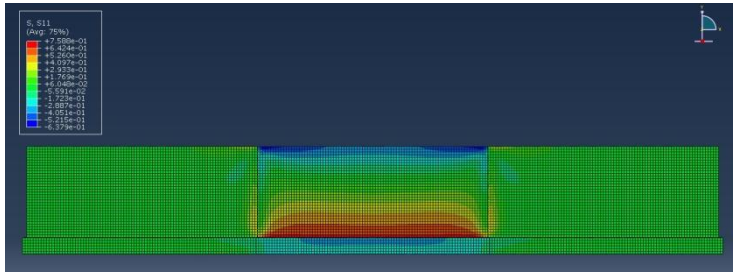


Figure 3 – The restraint profile for Case 2. Elastic calculations using the program Abaqus, where the newly cast concrete is contracting homogeneously.

From the restraint analysis presented in Figures 2 and 3, it is seen that the maximum restraint in the two cases are similar, 0.76 for both cases. The main difference is that the distribution of the restraint in the latter case shows a more extensive distribution of high restraint. This is probably the explanation why more cracks were observed in Case 2 than in Case 1 for the studied tunnel construction.

### 3.2 Observed crack pattern and post-calculation for Case 1

With the aim of meeting the requirements of a crack free situation cooling pipes in the walls were used. However, despite the cooling, during a period with the daily mean temperature of about 5° C cracks occurred in the walls and the observed crack pattern for Case 1 is shown in Figure 4.

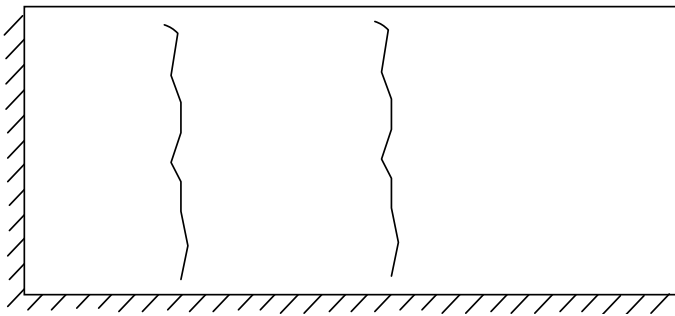
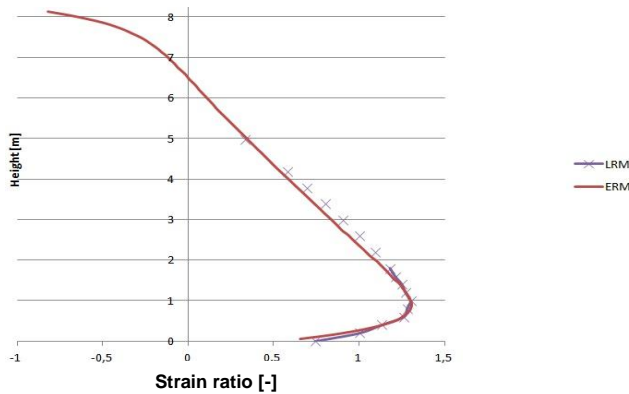


Figure 4 – Observed cracks at a 1.2 m thick, 8.35 m high and 17.5 m long wall of Case 1.

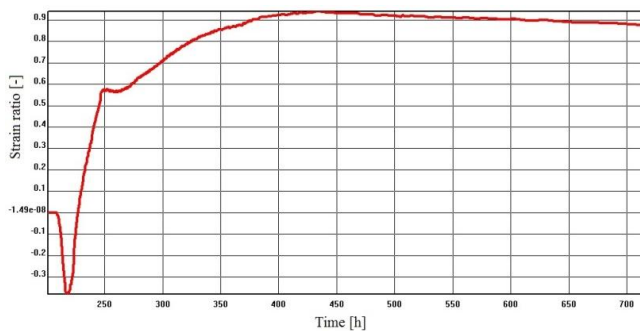
The situation for the observed crack situation is now estimated in a post-calculation using the ERM with the existing cooling pipes and the registered environmental temperatures.

The procedure starts with the restraint conditions presented in Figure 2 described by corresponding LRM (Local Restraint Method, see /Al-Gburi 2012/) strain ratios for the actual situation. The result from the subsequent regression analysis using ERM to resemble the LRM strain ratio values is presented in Figure 5 for the base situation without any measures on site.



*Figure 5 – Resulting ERM to resemble the LRM strain ratios without measures.*

The same cooling pipes as in the observed situation are now introduced in the ERM, and the resulting strain ratio at the position of the maximum strain ratio as a function of time is shown in Figure 6. From the figure it is seen that the calculated strain ratio about 10 days (240 h) after time of casting reaches the maximum level of about 0.94, and that the high strain ratio remains for a rather long period of time. From follow up calculations of cracked situations it is stated in /Larson 2000/ that cracks were observed for estimated strain ratios of about 0.80 to 1.05. So, the conclusion here is that the numerical modelling gives a clear indication that the wall is in danger of cracking during the current parameter set. The observed status of the construction part shows a moderate crack pattern suggesting that the strain within the construction is just enough to create cracks.



*Figure 6 – Strain ratio versus time in the ERM model for the design position about 1 m above the joint in the wall showed in Figure 5.*

#### 4. CONCLUDING REMARKS

The calculation of restraints most likely explains why more cracks were observed casting intermediate walls than casting end walls.

For the study of a cast end wall a good correlation between the ERM and empirical observations was shown.

#### REFERENCES

- Al-Gburi M., Jonasson J-E., Nilsson M., Hedlund H. & Hösthagen A., 2012, "Simplified Methods for Crack Risk Analyses of Early Age Concrete - Part 1: Development of Equivalent Restraint Method", Nordic Concrete Research No. 46, 2012/2.
- Larson M., 2000, "Estimation of Crack Risks in Early Age Concrete – Simplified Methods for Practical Use", Licentiate Thesis 2000:10, Luleå University of Technology, Luleå. 2000.

## Thermal crack risk at early ages, effect of material parameters for environmentally friendly concretes

	<p>Anders Hösthagen, M.Sc., Tech. Lic.  <sup>1</sup>Consultant, <sup>2</sup>Ph.D. Student</p> <p><sup>1</sup>Betong &amp; Stålteknik  Vretensborgsvägen 20  SE-12630 Hägersten</p> <p><sup>2</sup>Luleå University of Technology  SE-971 87 Luleå</p> <p>Anders.Hosthagen@bostek.se</p>
	<p>Mats Emborg, M.Sc., Ph.D.  <sup>1</sup>Head of R&amp;D, <sup>2</sup>Professor</p> <p><sup>1</sup>Betongindustri AB Box 47312  SE-100 74 Stockholm</p> <p><sup>2</sup>Luleå University of Technology  SE-971 87 Luleå</p> <p>Mats.Emborg@ltu.se</p>
	<p>Hans Hedlund, Ph. D.  <sup>1</sup>Production Manager, <sup>2</sup>Adjunct professor</p> <p><sup>1</sup>Skanska Sverige AB</p> <p><sup>2</sup>Lulea University of Technology  Dept. of Structural Engineering</p> <p>hans.hedlund@skanska.se</p>
	<p>Jonny Nilimaa, M.Sc., Ph.D.  Sr. Lecturer</p> <p>Luleå University of Technology  SE-971 87 Luleå</p> <p>Jonny.Nilimaa@ltu.se</p>

### ABSTRACT

The need of reduced environmental impact of concrete has implied a more extensive use of alternative binders. Thermal cracking at early ages is one feature that requires attention for these new concrete mixes. This work demonstrates some differences in material parameters for two environmentally friendly concrete mixtures and the corresponding risk of thermal cracking for a typical situation of casting. Interesting material effects on cracking risks are observed.

**Key words:** Cracking risk, Material testing, Young concrete

## 1. INTRODUCTION

When using concrete as a building material for massive structures, such as bridges, tunnels and power plants, the risk of cracking related to thermal dilatation and autogenous shrinkage may be prominent [1] – [5]. By estimating the risk of cracking prior to the construction phase, it is possible to reduce their occurrence by e. g. crack mitigating measures and thereby prolong the service life of the structure.

In order to perform reliable thermal and autogenous crack risk estimations for newly cast concrete structures, several material properties of the young concrete must be known: *strength development*, *heat of hydration*, *basic shrinkage*, *thermal dilation*, *basic creep*, and *stress at a restraint situation*. These properties are tested in a laboratory environment yielding a full set of material parameters as input to the crack risk calculations [6] – [8]. To reduce the environmental impact, such as release of CO<sub>2</sub>, concretes with high content of SCMs are more commonly used to meet the criteria of sustainable concrete structures. The impact of these concrete mixes on the thermal and mechanical properties, as well as the material shrinkage needs to be investigated. Hence, reliable thermal and autogenous crack risk analyses can be performed.

Within this work two concrete mixes are examined and compared regarding their early age material properties. The outcome of this study is a deepened understanding of each concrete's characteristic in each property and their effect on the thermal and autogenous crack risk calculations.

## 2. METHOD

A comparison of basic material performance is performed, and thermal- and autogenous crack risks are calculated for the typical case of casting a wall on a slab. A concrete based on a Portland-fly ash cement, CEM II/A-V 42.5 N (Cementa AB), with 14 % fly ash and 5 % limestone is used as *reference (ref)*. The reference is compared with a similar concrete mix where 18 % of the cement was replaced by fly ash. The w/b-ratio and total binder content in the two concretes was 0.38 and 430 kg/m<sup>3</sup>, respectively.

Development in each property based on laboratory tests are analysed by early established models see e. g. [8]. Used test methods are described in the reference including development of restraint stresses from temperature stress testing machine, TSTM.

To analyse the differences in crack risk for wall casting on a slab with the different concretes, Compensated Plane Method [9] is applied in the computer program ConTest Pro. The stress ratio i.e., the relation of momentarily tensile stress over momentarily tensile strength, defines the crack risk; maximum crack risk at a certain time is of interest. Calculations are performed for wall thicknesses of 0.4, 0.7, 1.2 and 2.4 m at the temperature conditions:  $T_{\text{concrete}} = 20^{\circ}\text{C}$  and  $T_{\text{air}} = 20^{\circ}\text{C}$ . A longitudinal restraint of 30 % is applied for the wall and the heat transfer coefficient of the wall form is 5.13 W/(K m<sup>2</sup>).

## 3. RESULTS

### 3.1 Comparison of properties

Figure 1 shows development of strength and heat of hydration. It is observed that the reference concrete, *ref* displays a faster and higher compressive strength and a faster and higher development of heat than 32% *FA*.

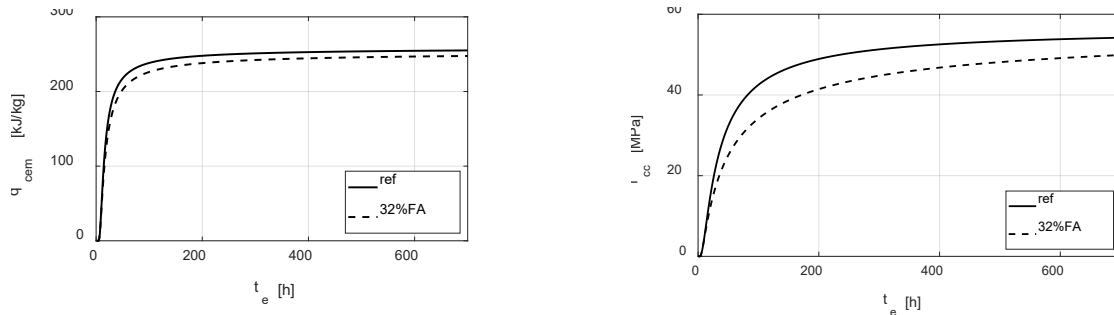


Figure 1 – Left: development of heat of hydration. Right: development of compressive strength.

Figure 2 shows the autogenous shrinkage (basic shrinkage) and the restraint stresses from the TSTM. The *ref* shows a higher autogenous shrinkage than the mix with a higher amount of alternative binders. The restraint stresses show quite similar development for the two mixes, while lower stresses are obtained for 18%*FA*, mostly depending on a lower temperature increase.

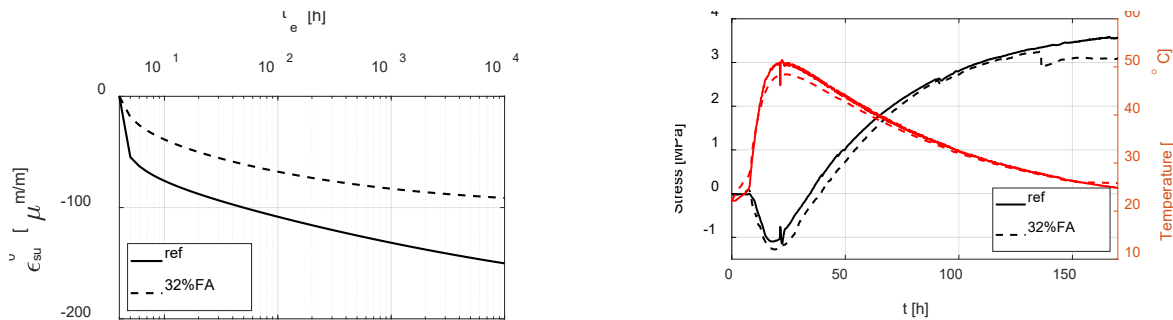


Figure 2 – Left: autogenous shrinkage. Right: restraint stresses and temperatures in TSTM.

### 3.2 Crack risk analysis

Temperature and stress ratio developments for the two concretes are calculated for the walls of different thicknesses, where the obtained material parameters are applied, see Figure 4.

The 32% *FA* consistently generates lower temperatures than the reference. For the thicknesses 0.4 m and 2.4 m, the temperature differences are 3,5 °C and 2,5 °C, respectively. Significantly lower stress ratios are calculated for 18% *FA*. A part of the lower stress ratios depends on the lower maximum temperatures, but a lower effective E-modulus is the major factor. For the thicknesses 0.4 m and 2.4 m, the differences in stress ratios are 0.13 and 0.17 respectively.

## 4. ANALYSIS

Out of the results, the concrete with higher content of fly ash generates less heat, develops less strength, show lower autogenous shrinkage and are less likely to develop cracks due to self-inflicted deformations (due to thermal dilation and autogenous shrinkage) under restraint.

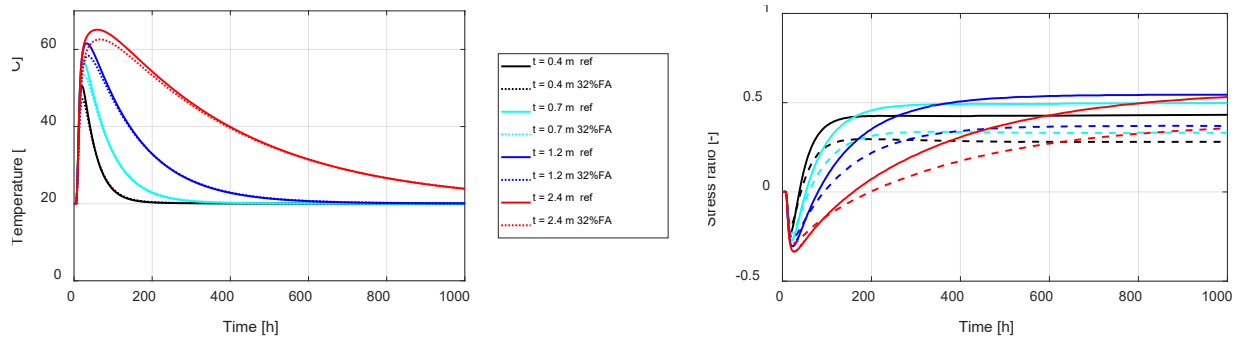


Figure 4– Left: calculated temperatures for walls with thicknesses of 0.4, 0.7, 1.2 and 2.4 m, respectively. Right: corresponding stress ratios.

## 5. ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to thank, M. Nilsson, and M. Westerholm for their contribution regarding tests and analyses and the financial support from Development Fund of the Swedish Construction Industry (SBUF), Swedish Transport Association and the Thysell Laboratory at LTU.

## REFERENCES

- [1] ACI Committee 207: “Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete,” *ACI Committee 207*, ACI207.2R-95, 2002, 26 pp.
- [2] Emborg M, Bernander S: “Assessment of the Risk of Thermal Cracking in Hardening Concrete,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.120, 10, 1994. pp. 2893-2912.
- [3] Mihashi H, Leite J P: “State of The Art Report on Control of Cracking in Early Age Concrete,” *J. Advanced Concrete Technology*, Vol. 2, No. 2, 2004, pp.141–154.
- [4] Kianousha M R, Acarcanb M, Ziari A: “Behavior of base restrained reinforced concrete walls under volumetric change,” *Engineering Structures*, No. 30, 2008, pp.1526–1534.
- [5] Cusson D, Repette W: “Early-Age Cracking in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls,” *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No. 4, July/August 2000, pp. 438-446.
- [6] Fjellström P: “Measurement and Modelling of Young Concrete Properties,” *Licentiate Thesis*, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2013, 200 pp.
- [7] Hedlund H: “Hardening Concrete Measurements and evaluation of non-elastic deformation and associated restraint stresses,” *Doctoral Thesis*, Dept. of Civil, Environmental and Mining Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2000, 394 pp.
- [8] Hösthagen A: “Thermal Crack Risk Estimation and Material Properties of Young Concrete,” *Licentiate Thesis*, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2017, 196 pp.
- [9] JSCE: “English Version of Standard Specification for Concrete Structures 2007”, Japan Society of Civil Engineer, JSCE, December 2010, 503pp.



## **BILAGA 6**

För transparens bifogas inkomna synpunkter och kommentarer från referensgruppen. Vissa kommentarer har inarbetats i bilagor och slutrapport.

### **BILAGA 1:**

*Delrapport – Analyismetodik och materialmodeller vid inmätning ung betongs egenskaper för beräkning av temperatur, hållfasthet och spänningar under härdningsförlopp.*

*Teknisk rapport, 2024. ISBN 978-91-8048-611-8*

Analysmetoder:

- Kap 2.2: har jämförande mätningar på verkliga konstruktioner genomförts?
- Sida 14, fig 3.2: vilket bindemedel har det använts? Vilken betydelse har använt tillsatsmaterial (slagg) kemiska sammansättning och hur kan detta påverka egenskapsutvecklingen i den unga betongen – kan den autogena krympningen förstärkas eller blir den oförändrad oavsett delmaterialens sammansättning?
- Generellt: samtliga försök bör genomföras på minst 2, bättre 3 provkroppar för att kunna detektera felaktigheter (kvalitetssäkring). Förenklingar av provning eller analysmetoder där man baserar sig på för få mätningar ger osäkra utvärderingar, vilket ställer än högre krav på kvalitetssäkring på andra sätt som exempelvis temperaturmätningar och uppföljningar i verkliga byggprojekt.

### **BILAGA 2:**

*Delrapport – Spänningsberäkningar, metodik och kriterier.*

*Teknisk rapport, 2024. ISBN 978-91-8048-610-1*

Metoder:

- Kap 2.2.5: det heter ”Eigenspanningen” på tyska
- Kap 2.3: medium massiva konstruktioner, betonghållfasthet över C40/50 är snarare mycket ovanligt
- Kap 4, generell: Här ges ett antal rekommendationer avseende återinförande av metod 1 etc. Rapporten ger dock inget underlag för detta. Det krävs ett stort antal beräkningar med de framtagna materialparametrarna för att kunna ta fram generella begränsningar avseende sprickrisken för klimatreducerad betong. Skrivningarna i kapitel 4 ger intrycket att det är bara att skriva in metod 1 i AMA.ANL igen. Så är inte fallet, det krävs förarbete. Rapporten levererar inte detta förarbete. Dessutom finns inga jämförelser mellan beräkningar och mätningar på verkliga konstruktioner. Rapporten konstaterar i kap. 3.5 att ”Temperaturrelaterade metoder bör på grund av inneboende otillräcklighet användas om stort erfarenhetsunderlag föreligger för den aktuella tillämpningen.”. Metod 1 är en temperaturrelaterad metod och därmed bör den enligt rapporten enbart tillämpas med stort erfarenhetsunderlag.

- Kap 4, sida 21. De ändrade skrivningarna i AMA 23 baseras bl.a. på resultat som redovisas i SBUF 14096. Därmed är det felaktigt att skriva att beräkningar inte är redovisade.
- Kap 4, sida 21: Det är felaktigt att påstå att ” insatser snarast sätts in eftersom gällande kriterier, dvs. enligt AMA 23, troligen innebär åtgärder som inte är nödvändiga och ofta är kostsamma.” En förenklad metod (metod 1) kommer alltid ge mera åtgärder än noggrannare beräkningar (metod 3). Annars är den förenklade metoden inte på säkra sidan vilket den alltid ska vara.
- Kap 4, sida 21: osymmetrisk temperaturfördelning (läs platta på mark) ingår redan i nuvarande metod 1.
- Kap 4, sida 22, fig 4.1: Dessa är framtagna för ren Anl-FA. Figurerna finns publicerade i BHB-M och har använts även idag. Det framgår dock inte hur inblandning av slagg eller mera flygaska inverkar.
- Kap 4, sida 24: metod 2 klara inte 95% av ytsprickrisken eftersom isolerad betongyta inte finns med. Därmed saknas vinterhalvåret. Det är ungefär 70% av ytsprickriskfallen som kan lösas med metod 2. Metod 2 diagram finns dock inte framtagen för klimatreducerade betonger utöver Anl-FA. Se kommentar ovan, det krävs omfattande förarbete.
- Kap 4, sida 24: Crax1 räknas som metod 3 redan, se även avsnitt 4.4. Det spelar dock ingen roll om den kallas för metod 2 eller 3. I dagsläge kan den inte användas för klimatförbättrade betonger.
- Kap 4, sida 26: Uttorkning ingår idag inte i beräkningarna. Varför lyfts detta fram i rapporten och vad ligger till grund för skrivningarna?
- Kap 4, sida 26: det är väl nästan enbart ConTeSt som används idag. Undantaget är andra programvaror.

- - - - -  
 - - - - -

Kommentarer nedan berör en refererad del i SSLutrapport SBUF 13630 samt BILAGA 1 av Trafikverket (FOI-BBT 2018-033) och berör *Materialdata för beräkning av temperatur, hållfasthet och spänningar – betong med AnlFA-cement, flygaska och slagg*.  
 Teknisk rapport, 2024. ISBN 978-91-8048-597-5

#### Materialdata:

- Sida 9, fig 2.2: saknar förklaring varför vissa mätvärden inte är med i utvärderingen av mognadsfunktionen. Det är rätt så många för de högre lagringstemperaturer. Utvärderingen baserat på ett fåtal mätvärden/punkter blir osäker eller fiktiv. Provad betong uppvisar viss temperaturkänslighet och hållfasthetstapp vid lagring vid högre temperaturer.
- Sida 12: det bör förtydligas att storleken på uppmätt hållfasthetstapp sannolikt beror på provningsmetodiken. Det går nog däremot inte att genom val och antagande helt utesluta att de provade betongerna kan vara temperaturkänsliga. Här behöver man kanske vara tydligare med att detta inte är/har utretts i detta projekt?

- Sida 18, fig 3.4: det finns ologiska tendenser i uppmätt värme. Dessa bör kommenteras. Jämför 0,38 Ref och 0,38 18S och motsvarande för vct 0,48.
- Sida 20, fig 4.1+4.2: det verkar bara vara en provkropp per ålder och betongsort. Hur kan (mät)fel (=kvalitetssäkring) uteslutas?
- Sida 27/28, fig 5.1+5.2: det verkar bara vara en provkropp betongsort. Hur kan (mät)fel (=kvalitetssäkring) uteslutas?
- Sida 29, fig 5.3: svårt att se korrelation mellan uppmätt och beräknad för 0,48 18S. Bör kommenteras.
- Sida 30, fig 5.4: det finns ologiska tendenser. Dessa bör kommenteras. 0,38 18S krymper mest, 0,48 18S krymper minst.