### 9.4.2 Hærde- og temperaturrevner

*Af Jens Ole Frederiksen og Claus Vestergaard Nielsen*

*Figur 1. Betons temperaturbevægelser i den tidlige alder kan give revner, fx hvis bevægelserne hindres af tilstødende konstruktioner.*

Som beskrevet i 9.4.1 kan der opstå betydelige temperaturforøgelser i betonen under hærdningen. Disse temperaturer skyldes hydratiseringsvarmen, der frigives, når cementen hydratiserer. Efter udstøbning opvarmes en betonkonstruktion således i takt med, at betonen hærder og danner en hård fast struktur.

Temperaturstigningen er mest udtalt for massive tværsnit, der er 0,5 m og derover, og den sker i praksis uensartet pga. varierende afkølingsforhold igennem overfladerne, enten til omgivelserne, eller som varmetransport til støbeunderlaget og nabokonstruktioner. I de fleste tilfælde vil en betonkonstruktion være varmest i midten af tværsnittet og koldest ved overfladen de første dage efter støbning. Disse temperaturforskelle forårsager deformationer i betontværsnittet, der kan blive så store, at der dannes revner.

Det skal nævnes, at temperaturstigningen har den fordel, at den bevirker, at betonens styrkeudvikling accelereres, hvilket kan være en fordel specielt under kolde vejrforhold, jf. Betonhåndbogen afsnit 10.1.5 vedr. modenhedsudvikling og effekten af temperatur. Se også [1,2,3] for generel beskrivelse af hærdeteknologi og hærderevner.

#### 9.4.2.1 Introduktion

Temperaturforskellene hen over tværsnittet betyder, at der opstår både tryk- og trækspændinger i betonen. Såfremt trækspændingerne bliver tilstrækkeligt store, er der risiko for, at konstruktionen revner. Eftersom revner normalt er uønskede og i mange tilfælde giver nedsat funktion og/eller holdbarhed, er det derfor afgørende at kunne planlægge og styre udførelsen af støbearbejdet mht. udvikling af skadelige temperaturforskelle. Dette er hovedårsagen til, at der findes et behov for at kunne gennemføre spændingsberegninger, der omhandler forholdene under betonens hærdefase.

Revner skabt af temperaturforskelle under betonens hærdning kaldes normalt termorevner eller hærderevner. Senere i konstruktionens liv vil der opstå andre temperaturrelaterede deformationer fx hidrørende fra sæsonvariationer i omgivelserne. Disse deformationer kan ligeledes forårsage revner, som normalt håndteres igennem det konstruktive armeringsdesign under projekteringen.

Behovet for at stille specifikke krav til temperaturforskelle og tilhørende temperaturspændinger under hærdefasen blev indført i Danmark i forbindelse med de store infrastrukturprojekter på Storebælt og Øresund op igennem 1990erne [5,7]. Dels pga. udbredelsen af simple computerprogrammer (fx CIMS-2D) blandt de projekterende og entreprenører, og dels pga. udviklingen af bedre materialemodeller til at forudsige betonens hærdning [1]. En del af de krav og modeller, som fortsat benyttes i dag, blev udviklet og dokumenteret under HETEK projektet i midten af 1990erne [8], hvor alle førende danske betonspecialister deltog.

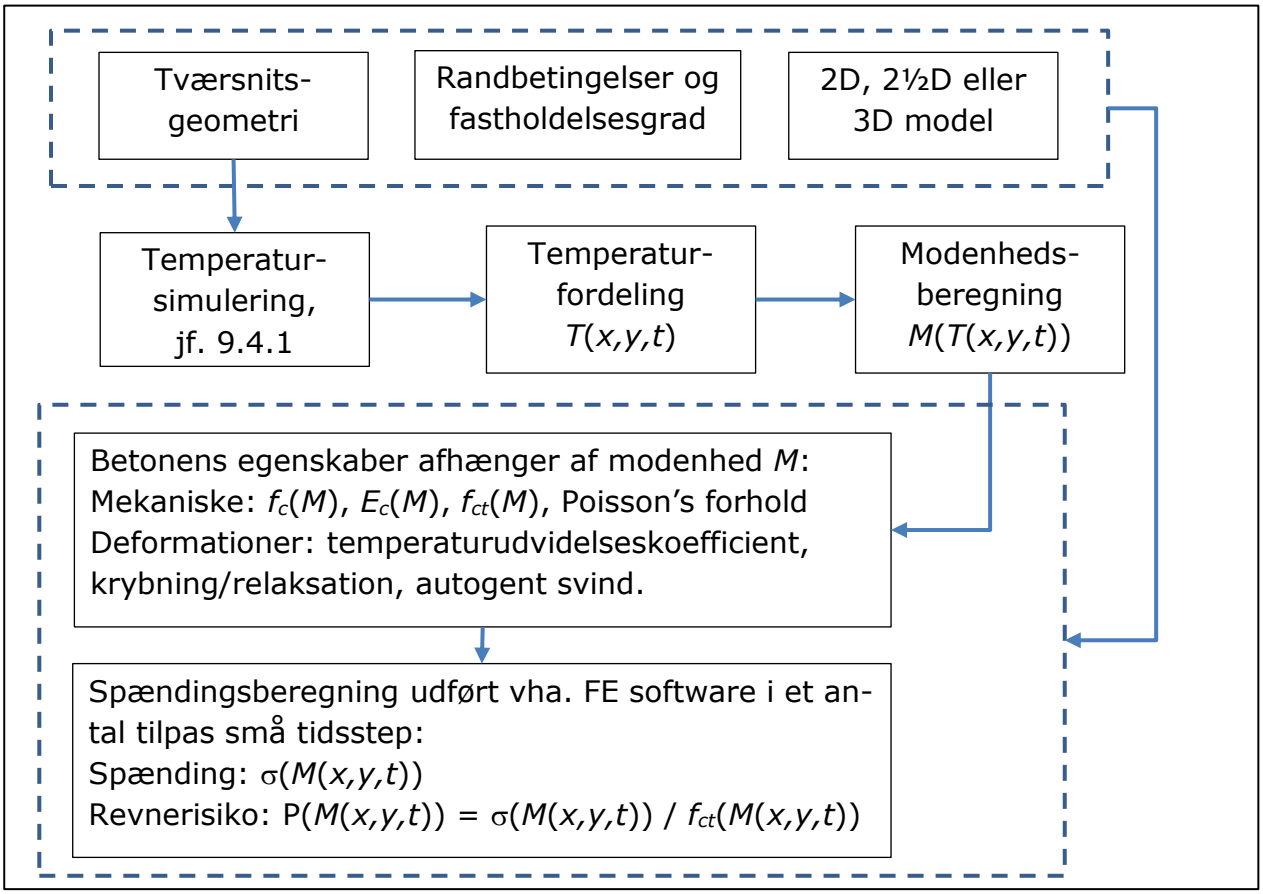
Kravene udmønter sig oftest i maksimalt tilladelige temperaturforskelle, som er angivet fx i udførelsesstandarden DS 2427 (forventes afløst af DS/EN 13670 DK NA) og i Vejdirektoratets vejregler for betonbroer. Normalt stilles der krav til både den indre temperaturforskel hen over et betontværsnit og krav til den ydre forskel mellem et nyudstøbt betonafsnit og de tilstødende konstruktioner.

I de følgende afsnit gennemgås nogle grundlæggende modeller og deres tilhørsforhold til temperaturkravene. Endeligt bliver der givet et eksempel, hvor både temperaturer og spændinger er beregnet for forskellige realistiske scenarier.

Figur 2 illustrerer processen i forbindelse med hærdeberegninger. Først er det nødvendigt at foretage nogle valg vedr. modellen afhængig af geometri, randbetingelser mv. Ofte er det tilstrækkelig med simple en- eller todimensionelle modelantagelser. Dette er angivet ved den øverste stiplede boks. Dernæst skal der foretages en temperatursimulering, der tager hensyn til materialernes termiske egenskaber og hydratiseringsvarmen fra cementen, jf. afsnit 9.4.1. Dette er angivet i midten af figur 2, hvor temperaturfordelingen $T$ og den tilhørende modenhed $M$ beregnes i alle punkter $(x,y)$ og til alle tidspunkter $t$ efter støbning.

Hærdeberegninger og temperatursimuleringer skal gennemføres for en periode, der sikrer, at alle de væsentligste risikoscenarier for hærderevner er indeholdt. Dette omfatter normalt perioden efter støbning indtil betonens temperaturer er kommet i ligevægt med

omgivelsernes temperatur, hvilket kan strække sig over flere uger, når der er tale om massive konstruktioner, eller store støbninger i flere omgange.




*Figur 2. Principiel fremgangsmåde for hærdeberegninger på beton.*

I mange situationer er det tilstrækkeligt at vurdere risikoen for hærderevner på baggrund af temperaturfordelinger ved at overholde krav til temperaturforskelle i hærdefasen. Dette kan være tilfældet, hvor der er tale om mindre og ukomplicerede støbninger, hvorfor der ikke stilles krav om deciderede spændingsberegninger. Eller der kan være tale om situationer, hvor man ikke har detaljeret kendskab til materialeegenskaberne på det tidspunkt, hvor beregningen foretages, og må "nøjes" med temperaturberegninger.

Såfremt der er behov for - eller krav om - at gennemføre spændingsberegninger, skal man bevæge sig ned i den nederste stiplede boks i figur 2. Temperatur- og modenhedsberegningen fra tidligere skal kobles med kendskabet til en række materialeegenskaber, der er bestemmende for, hvor store spændinger der opstår. Dette kendskab er normalt opnået ved at gennemføre et forsøgsprogram i laboratoriet, hvor udviklingen af tryk- og trækstyrke samt E-modulet bestemmes som en funktion af modenheden ($M$ = alder ved 20 °C). Det samme gælder for betonens krybeegenskaber i den tidlige alder samt det autogene svind – se også afsnit 10.7. Alle disse egenskaber skal altså bestemmes som funktion af modenheden fra betonens afbinding, til den opnår en modenhed på

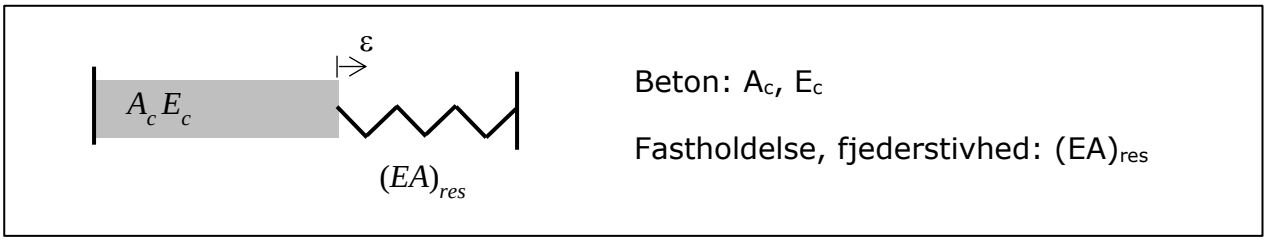
mindst 4 uger. Betonens temperaturudvidelseskoefficient og Poissons forhold antages ofte at være uafhængige af modenheden, hvilket normalt er en rimelig tilnærmelse.

Spændingsberegningen kræver desuden oplysninger om de mekaniske randbetingelser og fastholdelsen til nabokonstruktioner mv. Dette vil blive yderligere beskrevet i de kommende afsnit. Resultatet af en spændingsberegning vil normalt blive afbilledet som en funktion af tiden *t* i de mest kritiske positioner. Den såkaldte revnerisiko *P* anvendes typisk til at vurdere resultatet og til at dokumentere overensstemmelse:

$$P = \frac{\text{Største hovedspænding}(M)}{f_{ct}(M)} \qquad (1)$$

### 9.4.2.2 Teoretisk baggrund

Baggrunden for temperaturrevner er i sin enkleste form illustreret i Figur 2. Et betonemne kan deformere i længderetningen og er defineret ved en stivhed $E_c$ og et tværsnitsareal $A_c$. Som reaktion på deformationen $\varepsilon$ opstår der en tvangsspænding $\sigma$ pga. den elastiske fjeder, der repræsenterer en ydre fastholdelse (engelsk: restraint) imod deformationen. Fastholdelsen kan stamme fra tilstødende konstruktionsdele, der ikke deformerer sig som betonemnet, eller der kan være tale om indre fastholdelse hen over et tværsnit som følge af forskelle i temperatur og armeringens bidrag mv. Fastholdelse kan også opstå som følge af friktion fra støbeunderlaget.




*Figur 3. Betonemne udsat for endimensionel deformation pga. opvarmning og afkøling.*

Under antagelse af lineærelastiske materialeegenskaber kan deformationen af betonemnet beskrives som:

$$\varepsilon = \varepsilon_{fri} + \frac{\sigma}{E_c} = -\frac{\sigma A_c}{(EA)_{res}} \qquad (2)$$

hvor $\varepsilon_{fri}$ er den uhindrede deformation, der optræder, hvis der ikke er nogen fastholdelse overhovedet, dvs. fjederstivheden er lig med nul. Spændingen $\sigma$ regnes positiv som træk og $\varepsilon_{fri}$ regnes positiv som forlængelse. Det negative fortegn på højresiden af udtrykket skyldes fortegnsdefinitionen for deformation. Dernæst løses ligningen mht. spændingen i betonen:

$$\frac{\sigma}{E_c} = {-\varepsilon_{fri}}\Big/\left(1 + \frac{A_c E_c}{(EA)_{res}}\right) \qquad (3)$$

hvor parentesen i brøkens nævner normalt betegnes fastholdelsesgraden *R* - et dimensionsløst tal, der kan variere mellem 0 og 1:

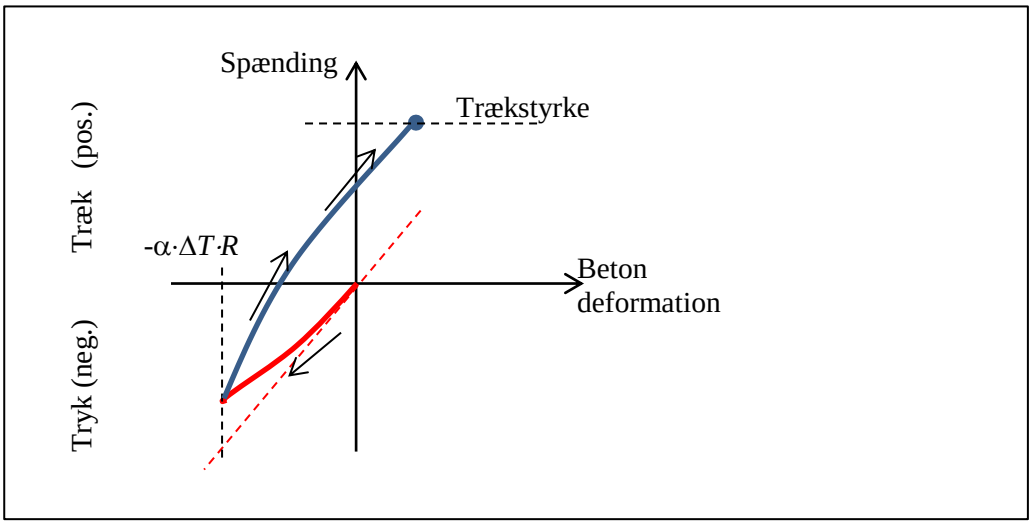
$$R = \left(1 + \frac{A_c E_c}{(EA)_{res}}\right)^{-1} \qquad (4)$$

Den frie deformation ganget med *R* resulterer således i den (elastiske) deformation, som betonemnet oplever som følge af fastholdelsen. Hvis fx $(EA)_{res}$ er meget større end betonemnets stivhed (høj fastholdelsesgrad) medfører det $R \rightarrow 1$ og $\sigma \rightarrow -\varepsilon_{fri} \cdot E_c$, hvor minustegnet fortæller os, at dette vil skabe en trykspænding i betonen, når der forekommer en forlængelse af betonemnet. Omvendt, hvis fjederstivheden er meget mindre end betonemnets stivhed, vil $R \rightarrow 0$ og $\sigma \rightarrow 0$, dvs. uhindret deformation uden opbygning af betonspændinger. Typisk vil fastholdelsesgraden ligge omkring 0,5, se eksempler på beregning af *R* i den engelske vejledning [3].

Straks efter støbning og afbinding begynder betonen at udvikle varme og udvide sig pga. temperaturudvidelseskoefficienten $\alpha$ (jf. Betonhåndbogens afsnit 9.4.1). Figur 4 viser et forløb, hvor betonen er fastholdt til en vis grad (udtrykt ved *R*), og under opvarmning $\Delta T$ opstår der trykspændinger. Trykspændingerne er normalt ikke kritiske mht. revnedannelse i den tidlige fase.

På et tidspunkt begynder afkølingsfasen, hvorved betonen trækker sig sammen og aflastes. På grund af, at betonen stadig er ung og undervejs udvikler modenhed, styrke og stivhed udgør forlængelsen under opvarmningsfasen og sammentrækningen under afkølingsfasen ikke identiske forløb. Der er desuden svind og krybning/relaksation i betonen, som komplicerer billedet samt andre ikke-lineære effekter.

Alt dette betyder, at trækspændinger opstår, inden betonen er kølet helt ned igen, hvorved der opstår risiko for revnedannelse i betonen. Dette er illustreret ved den blå linje i figur 4, som ender med at ramme betonens trækstyrke.




*Figur 4. Spændingshistorie i et hærdnende betonemne udsat for opvarmning ΔT og efterfølgende afkøling under fastholdelse. Taget fra [4].*

Eksempel

Lad os betragte en situation, hvor et tykt betontværsnit hærdner, således at tværsnittets indre bliver varmere end dets overflader. Temperaturforskellen betegnes $D_{int}$ i det følgende eksempel. Når det indre af tværsnittet oplever en større forlængelse end overfladen, svarer det til, at den er udsat for en fastholdelsesgrad på ca. $R_{int}$ = 0,42 [3]. Den frie deformation kan beskrives som $\varepsilon_{fri} = \alpha \cdot D_{int}$, men pga. fastholdelsen vil overfladelaget opleve en trækspænding, som ikke må overstige betonens trækstyrke:

$$\sigma_{int} = R_{int}\varepsilon_{fri}E_c(t) = R_{int}\alpha D_{int}E_c(t) \leq f_{ct}(t)$$

$$D_{int} \leq \frac{1}{R_{int}\alpha}\frac{f_{ct}(t)}{E_c(t)}$$

hvor trækstyrke og E-modul svarer til den alder (modenhed), som betonen har på det pågældende tidspunkt. Forholdet mellem $f_{ct}$ og $E_c$ kan opfattes som en træktøjningskapacitet. Som det tydeligt fremgår, kan revnekriteriet opfattes som en øvre grænse for temperaturforskellen.

Hvis man indsætter temperaturudvidelseskoefficient $\alpha = 10^{-5}$ /°C, som er en typisk værdi for beton, samt $f_{ct}/E_c = 50 \times 10^{-6}$, hvilket svarer nogenlunde til tøjningskapaciteten ved en modenhed på 2 til 3 døgn for en beton styrkeklasse C35/45 i henhold til Eurocode 2, fås følgende krav til den indre temperaturforskel:

$$D_{int} \leq \frac{50 \times 10^{-6}}{0{,}42 \cdot \frac{10^{-5}}{°C}} = 11{,}9\ °C$$

Normalt vil man stille et højere krav omkring 20 °C, hvilket skyldes, at der ikke er taget hensyn til betonens relaksation. Ifølge [3] kan denne antages at svare til en reduktion af fastholdelsesgraden med en faktor 0,65, hvilket betyder, at eksemplet ovenfor ender på $D_{int} \leq$ 11,9 °C / 0,65 = 18,3 °C.

### 9.4.2.3 Revnerisiko og krav

Der er principielt to forskellige typer termorevner:

- overfladerevner som følge af en indre temperaturforskel mellem tværsnittets varme indre og den kolde overflade,
- gennemgående revner som følge af fastholdelseskræfter fra tilstødende nabokonstruktioner, mens betonkonstruktionen køler af.

I det følgende gennemgås disse to revnetyper og såvel krav som tiltag til at imødegå termorevnerne beskrives.

***Overfladerevner*** opstår typisk i situationer, hvor formen fjernes for tidligt, uden der efterfølgende beskyttes tilstrækkeligt med vintermåtter eller lignende isolering. Dette

kan resultere i et kuldechok, som resulterer i risiko for overfladerevner (Fig. 4). Problemet er naturligvis størst ved tykke betontværsnit (typisk større end ca. 0,7 m), hvor den ophobede hærdevarme i tværsnittets indre har svært ved at slippe bort.

Specielt hvis det er koldt - og måske også blæsende - når formen fjernes, vil betonoverfladen afkøles hurtigt. Afkølingen bevirker, at betonen i overfladen trækker sig sammen, men denne sammentrækning hindres af betonen inde i konstruktionsdelens midte, der ikke oplever den samme afkøling. Der opstår derfor trækspændinger i overfladen, og der kan under ugunstige forhold dannes mange og skadelige termorevner i overfladen – oftest i form af netrevner. Denne type revner har dog en tendens til at lukke sig igen i takt med, at betonens indre køler langsomt ned til ligevægtssituationen med omgivelserne, men revner i betondæklaget er generelt ikke acceptable.

***Gennemgående termorevner*** kan opstå, hvor et konstruktionselement støbes sammen med tidligere udstøbt beton, dvs. et støbeskel, der udgør en fastholdelse. Et typisk eksempel er en væg, der støbes på et fundament eller en bundplade. Væggen kan under hærdningen blive markant varmere end fundamentet, og når væggen så efterfølgende afkøles, vil den forsøge at trække sig sammen, hvilket hindres delvist af fundamentet. Dette er et eksempel på en randfastholdelse, som kan resultere i gennemgående revner, der forløber vinkelret på fastholdelsen (figur 6 og 7). Denne revnetype kan normalt undgås ved at sikre, at temperaturforskellen mellem væg og fundament ikke bliver for stor.

Specielt for konstruktioner med ensidet vandtryk og ved høje krav om vandtæthed (fx tunneler, kældervægge under grundvandsspejlet mv.) kan denne situation betyde, at udførelsesfasen og hærdeberegningerne rent faktisk bliver bestemmende for væggens endelige design.

*Figur 5. Overfladerevner i form af netrevner opstået som følge af, at formen er fjernet for tidligt uden efterfølgende overfladebeskyttelse.*

*Figur 6. Gennemgående revner i betonvæg opstået som følge af, at væggen under hærdningen er blevet alt for varm i forhold til dækket/fundamentet.*

*Figur 7. Revner i en påstøbning på en eksisterende kajkonstruktion, hvor den eksisterende konstruktion har medført en langsgående fastholdelse som igen har forårsaget revnedannelse. De blå pile viser revnernes placering*

### *Hvordan undgås termorevner?*

Termorevner kan undgås ved planlægning og efterfølgende styring af udførelsen af en betonkonstruktion. Planlægningen baseres normalt på en beregning af temperaturudviklingen i de enkelte konstruktionsdele, sådan som det blev beskrevet i 9.4.2.1. Efterfølgende kan der gennemføres en spændingsberegning, der giver større nøjagtighed i planlægningen, men dette kræver en del mere kendskab til materialeegenskaberne og er typisk kun relevant på de større anlægsopgaver.

Hærdeberegninger og opfyldelse af krav relateret til termorevner indgår normalt i entreprenørens planlægning af betonarbejdets udførelse. Dette omfatter bl.a.:

- Beskyttelse af betonen imod vind og vejr i den tidlige fase, herunder evt. frostbeskyttelse og etablering af udtørringsbeskyttelse. Dette sker typisk ved etablering af inddækning, læsejl, varmekanoner mv.
- Sikring af at evt. temperaturkrav i betonens hærdefase – typisk i form af krav til maksimumtemperatur i betonens indre - ikke overskrides. Dette kan fx føre til anvendelse af indstøbte kølerør, eller andre tiltag med det formål at reducere betonens varmeudvikling eller reduktion af betonens starttemperatur.
- Sikring af at evt. krav til temperaturforskelle - som beskrevet ovenfor – til undgåelse af termorevner er opfyldt under de givne forhold på støbetidspunktet. Også her er kølerør ofte en god foranstaltning.
- Planlægning af tidspunkt for fjernelse af forme og understøtninger under hensyntagen til betonens modenheds- og styrkeudvikling samt under hensyntagen til mindstekrav til varighed for udtørringsbeskyttelse (curing).

Krav til betonarbejdets udførelse er normalt forankret i udførelsesstandarden DS/EN 13670 sammen med den danske regler i DS 2427 (forventes erstattet af DS/EN 13670 DK NA). Der kan henvises til HETEK anvisning for hærdestyring [9] for en detaljeret beskrivelse af de udførelsesmæssige aspekter og metoder.

Beregning af temperaturudviklingen kræver - ud over kendskab til betonens udstøbningstemperatur og varmeudvikling - også kendskab til klimaforhold, formsystem og overfladebeskyttelsesmaterialer samt viden om de tilstødende konstruktionsdele og støbeunderlaget (materiale, temperaturforhold mv.). Endvidere skal der indhentes oplysninger om eventuelle kølerør, varmekabler og varmemåtter. Dette er mere indgående beskrevet i afsnit 9.4.1.

Det betyder, at normalt skal følgende afklares/angives, inden man kan gennemføre en realistisk temperaturberegning:

- Betonens udstøbningstemperatur
- Betonens varmeudvikling under hærdning
- Betonens termiske egenskaber som beskrevet tidligere i 9.4.1
- Lufttemperatur i hærdeperioden (kan være konstant eller varierende).
- Vindhastighed i hærdeperioden (kan være konstant eller varierende).
- Tildækning af frie overflader, herunder varighed og afdækningsmateriale.
- Formmateriale og tidspunkt for fjernelse af form. Evt. efterfølgende beskyttelse af overflader med plastik, isoleringsmåtter og lign., herunder varighed af beskyttelsen.
- Evt. kølerør, herunder rørtype, vandtemperatur, start- og stoptidspunkt(er).
- Evt. varmekabler og/eller varmemåtter, herunder varmeeffekt samt start- og stoptidspunkt(er).

Der vil nogle gange være behov for at foretage flere temperaturberegninger på samme støbning for at modellere forskellige støbetidspunkter, varierende temperatur på den friske beton, forskellige vejrscenarier, med og uden køling, etc.

### *Temperaturkrav*

For at undgå skadelige termorevner, stilles der ofte krav til den maksimalt tilladelige temperaturforskel, der skal overholdes svarende til de forskellige typer af termorevner. Hvis disse krav opfyldes, er risikoen for revnedannelser erfaringsmæssig lille. Nedenfor er de gængse krav gennemgået.

For at minimere risikoen for dannelser af **overfladerevner**, stilles oftest et af følgende to krav, som er beskrevet i DS 2427:

- Forskellen ($D_{int}$) mellem den maksimale temperatur – optræder typisk i tværsnittets midte – og den minimale temperatur – typisk overfladetemperaturen – må ikke overstige 20 °C.
- Forskellen mellem konstruktionstværsnittets middeltemperatur og overfladetemperaturen må ikke overstige 15 °C.

De to krav er i praksis næsten ens, men det sidstnævnte krav er dog teoretisk mest korrekt, dog under den antagelse, at temperaturfordelingen hen over tværsnittet er parabolsk og tilnærmelsesvist symmetrisk [9]. Det er oftest kravet på maksimalt 20 °C, der anvendes på byggepladsen.

Når disse krav anvendes, accepteres det normalt, at overfladetemperaturen defineres som 10 mm under overfladen – delvist af måletekniske årsager. Ligeledes accepteres det ofte, at overfladetemperaturen ikke er temperaturen helt ude i et hjørne af konstruktionen, idet fastholdelsesgraden ikke er den samme i et hjørne som på en overflade. Når disse krav opfyldes, er risikoen for dannelse af overfladerevner lille [5].

Såfremt kravet til temperaturforskel $D_{int}$ er vanskeligt at opfylde, vil der typisk være behov for at gøre et eller flere af følgende tre tiltag. Det kan være nødvendigt at sænke temperaturen i tværsnittet generelt - fx ved at anvende afkølet beton, således at betonens starttemperatur reduceres. Det kan også komme på tale at indstøbe kølerør og derved sænke temperaturen i betontværsnittets indre. Endeligt kan der være behov for at planlægge beskyttelse af betonoverfladerne imod varmetab til omgivelserne, enten ved at anvende isolerende måtter og/eller beholde formen på over en længere periode, indtil betonens indre er kølet langt nok ned.

For at minimere risikoen for **gennemgående revner** som følge af fastholdelseskræfter fra tilstødende konstruktionsdele og/eller friktion langs med støbeunderlaget (fx en lang væg støbt på et fundament) stilles typisk følgende krav til temperaturforskellen $D_{ext}$:

- Temperaturforskellen mellem <u>middeltemperaturen</u> af den gamle del og den nystøbte konstruktion $D_{ext}$ må ikke overstige 15 °C.

Når dette krav opfyldes, er risikoen for gennemgående revner erfaringsmæssigt lille [5]. Der er dog også eksempler på projektspecifikationer, hvor et krav $D_{ext} \leq 12$ °C er anvendt.

I Vejdirektoratets paradigme for Supplerende Arbejdsbeskrivelse til AAB [10], som ofte anvendes til at formulere kravene ud fra, er der anført følgende vejledende tekst til den projekterende:

> ”Ved sammenstøbninger må forskellen mellem middeltemperaturen i betondel xx og betondel yy ikke overstige 15 °C, med mindre det ved beregning dokumenteres, at 80 % af betonens aktuelle spaltetrækstyrke ikke overskrides.”

Kravet formuleres næsten altid som vist i det ovenstående som et absolut krav, men i realiteten burde kravet være formuleres anderledes. Det kritiske er nemlig, hvor stor den akkumulerede temperaturforskel mellem middeltemperaturen af den gamle og den nye konstruktionsdel bliver målt ud fra det tidspunkt, hvor middeltemperaturen i den nye del begynder at aftage. Dette kan godt skabe diskussioner mellem entreprenør og bygherre på de mere komplicerede støbninger, men normalt anvendes den absolutte temperaturforskel, som er på den sikre side.

Som det fremgår af ovennævnte tekst fra Vejdirektoratets specifikationer, kan spændingskriteriet ($P \leq 80$ %) anvendes til at dokumentere, hvorvidt en overskridelse af temperaturkravet er acceptabel eller kritisk. Det er dog meget sjældent, at denne fremgangsmåde følges, og normalt er temperaturberegninger tilstrækkeligt. Bemærk at definitionen af revnerisikofaktoren $P$ er givet i (1).

For de store anlægsprojekter derimod er kravet om en beregningsmæssig dokumentation af spændinger i hærdefasen ofte obligatorisk. Dette gælder bl.a. for de seneste større danske projekter Metroen, Fjordforbindelsen, Storstrømsbroen og Femernforbindelsen, hvor kravet typisk ligger i intervallet $P \leq 70$ % til $P \leq 90$ %. Det skrappeste krav er stillet til de mest udsatte konstruktionsdele, hvor holdbarheden også er mest kritisk, fx i skvulpezonen på søjleskafter og marine konstruktioner, eller kantbjælker og lign. udsat for tøsalte.

#### 9.4.2.4 Spændingsberegning

Ved gennemførelse af spændingsberegninger som alternativ til en enklere temperaturberegning, jf. figur 2, skal det dokumenteres, at revnerisikoen defineret i (1) ikke overskrider en givet maksimumsværdi.

En spændingsberegning kræver kendskab til en række yderligere parametre og egenskaber vedrørende betonen:

- E-modul-udviklingen som funktion af betonens modenhed - måles typisk ved 1, 3, 7, 14 og 28 døgn.
- Udviklingen i spaltetrækstyrke som funktion af betonens modenhed - måles typisk ved 1, 3, 7, 14 og 28 døgn.
- Temperaturudvidelseskoefficienten som funktion af betonens modenhed. Den kan normalt sættes til $10\text{-}12 \times 10^{-6}$ 1/°C, hvis den ikke bestemmes ved prøvning.
- Poissons forhold (har kun lille betydning og sættes typisk til 0.17).
- Svind i betonen som funktion af modenhed (se afsnit 10.4 Svind og afsnit 10.7 Volumen ændringer som følge af hydratisering).
- Krybning/relaxation i betonen som funktion af modenhed (se afsnit 10.5 Krybning).

En forudsætning for at kunne gennemføre en spændingsberegning er således, at alle disse egenskaber kendes for den aktuelle beton. Bestemmelse af disse mange parametre medfører et ret omfattende og omkostningstungt prøvningsprogram, som er medvirkende til at spændingsberegninger kun gennemføres på større anlægsprojekter. Nogen af egenskaberne kan dog estimeres ud fra fx Eurocode 2 i forbindelse med overslagsberegninger.

Hvis fx svind- og krybeparametre ikke kendes, kan man lave spændingsberegninger uden at medtage effekter fra svind og krybning, men det skal gøres med forsigtighed under hensyntagen til nedenstående forhold.

Krybning virker altid til gunst, da denne egenskab bevirker, at spændingen falder med tiden, når betonen fastholdes. Denne effekt kaldes også for relaksation og udvikler sig

relativt hurtigt i betonens tidlige fase i takt med, at denne opnår sin slutstyrke og stivhed. Derefter er krybning og relaksation betonegenskaber, som foregår ganske langsomt. Det betyder generelt, at det er på den sikre side at udelade betonens krybning.

Hærdeberegninger foregår oftest indenfor en tidsramme, der ikke indeholder noget udtørringssvind. Betonens svind efter afbindingstidspunktet opdeles groft set i svind som følge af udtørring til omgivelserne og autogent (selvudtørrings-)svind, jf. afsnit 10.4 og 10.7. Det sidstnævnte bidrag foregår under forseglede forhold i alle områder af tværsnittet, mens førstnævnte normalt foregår i overflader, der er i kontakt med luften. I det følgende er der udelukkende tale om det autogene svindbidrag.

Svind har normalt ikke særlig stor betydning, hvis det er en enkelt konstruktionsdel, der undersøges, da det antages, at svindet er nogenlunde ens i konstruktionen. Svind har til gengæld stor betydning, når der er tale om, at der støbes en ny konstruktion på en eksisterende konstruktion, som for eksempel en væg på et fundament. Afkølingen af væggen får den som nævnt til at trække sig sammen, men det hindres i nogen grad af fundamentet, og der opbygges trækspændinger i væggen. Når der så samtidig optræder større svind i væggen end i fundamentet, så bliver disse trækspændinger øget og dermed også revnerisikoen.

Det vil derfor ofte være på den usikre side at udelade svind.

Hvor der forlanges spændingsberegninger, er der normalt et krav om en maksimal revnerisiko. Kravet er ikke ens fra projekt til projekt. Nogle projekter arbejder med, at revnerisikoen skal være mindre end 0,8, andre projekter arbejder med et krav, der hedder maksimalt 0,70. Endelig er der projekter, der arbejder med forskellige krav afhængig af, om betonen udsættes for vandtryk eller ej.

Hvis det i et projekt forlanges, at der laves spændingsberegninger, bliver det normalt og helt logisk accepteret, at eventuelle temperaturkrav må overskrides, hvis spændingsberegningerne viser, at revnerisikoen er mindre end kravet. Der findes dog projekter, hvor både temperaturkrav og krav til revnerisiko forlanges opfyldt.

Når der laves en spændingsberegning og dermed en beregning af revnerisikoen, så kan der optegnes kurver for revnerisikoen *P* som funktion af tiden efter støbning. Her skal man være opmærksom på, at revnerisikoen ofte kan være høj helt ude i hjørnerne, og som oftest anses dette ikke som værende kritisk. Med de fleste programmer kan der optegnes iso-kurver for det tidspunkt, hvor revnerisikoen er størst. Her skal iso-kurver forstås som sammenhængende linjer i tværsnittet, der har konstant værdi af temperatur, eller revnerisiko, jf. eksempel i næste afsnit. Ud fra iso-kurverne kan det vurderes, hvor den største revnerisiko optræder, og det kan afgøres, om der er tale om en reel risiko. Det er sund fornuft at acceptere en lidt for høj revnerisiko, hvis det er helt ude i hjørner, men det vil altid være en individuel vurdering, om det accepteres eller ej.

#### *9.4.2.5 Eksempel på spændingsberegning, væg støbt på fundament*

Der findes kommercielle programmer til brug ved planlægning af støbeprocesser og til dokumentation af temperatur- og spændingskrav i hærdefasen.

Som eksempel vil der blive gennemgået et eksempel i det følgende ved anvendelse af Teknologisk Institut's program, 4C-Temp&Stress. Programmet er skræddersyet til at håndtere alle relevante materialeparametre for hærdnende beton, inklusive svind og krybning. Programmet har været anvendt til planlægning af støbeprocesser på mange store anlægskonstruktioner både i Danmark og i udlandet. Det skal nævnes at der findes andre beregningsprogrammer – fx Aalborg Portlands AP TempSim – som er et simplificeret beregningsværktøj beregnet på temperaturberegninger på forskellige støbegeometrier såsom vægge og dæk. AP TempSim anvendes dog sjældent på anlægskonstruktioner, da mulighederne er for begrænsede.

4C-Temp&Stress er et 2-dimensionalt program, der tager sigte på at regne på lange konstruktioner, fx en lang væg støbt på et langt fundament. Temperaturer beregnes i to dimensioner med varmetransport i x og y retningen, mens det antages at varmetransport ind i planen (z-aksen) pr. definition er nul. I spændingsberegningen anvender programmet en forenklet metode, hvor tværsnittet kan fastholdes i forskellige grader for at modellere den (delvist) hindrede deformation i z-aksens retning. Dette kaldes traditionelt for en 2½-dimensional beregning [7]. Det er således ikke et rigtigt 3D program, og derfor vil forholdene specielt ved konstruktionernes ender være anderledes end det, som beregningerne viser. Normalt vil spændingerne ved enderne dog være mindre kritiske, end i den midterste del, hvor fastholdelsen er størst. Resultaterne vil således være korrekte væk fra enderne af konstruktionen og på den sikre side ved enderne.

Nedenfor gives eksempler på, hvorledes en støbeproces kan planlægges ved hjælp af 4C-Temp&Stress, så risikoen for revnedannelser minimeres. Der tages udgangspunkt i et problem, som findes for mange anlægskonstruktioner, hvor en lang væg støbes på et fundament, der er støbt nogen tid i forvejen.

### *Væg på fundament*

Der skal støbes en 1 m tyk og 6 m høj væg på et tidligere støbt fundament med et tværsnit på 1,5 x 5 m. Der anvendes en typisk dansk anlægsbeton. Den pågældende konstruktion modelleres i 4C-Temp&Stress som vist i det følgende.

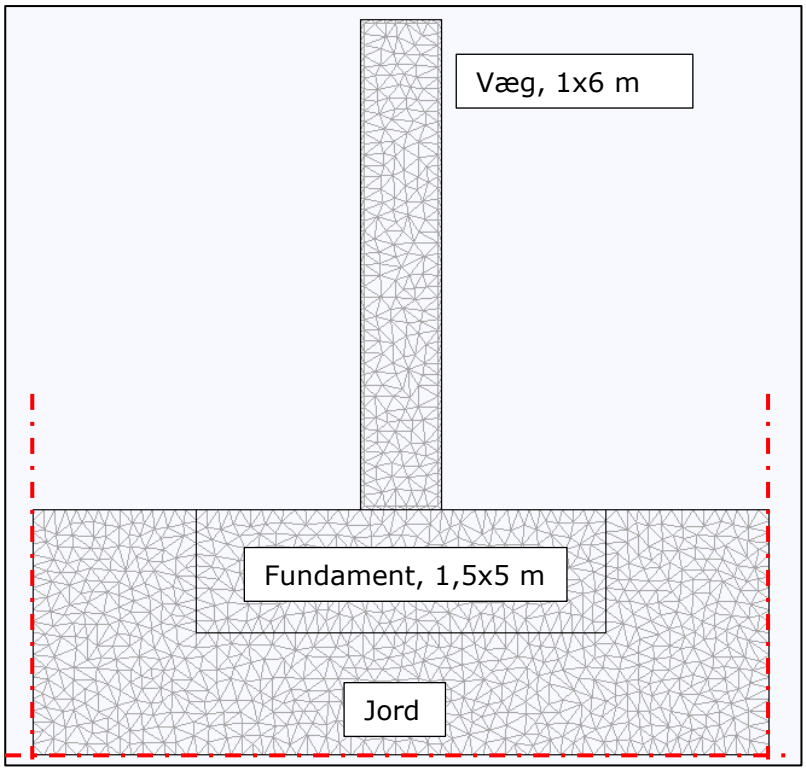
I den planlagte støbning anvendes følgende data:

- Lufttemperatur: 15 °C (holdes konstant)
- Vindhastighed: 5 m/s (holdes konstant)
- Jordtemperatur: 15 °C (begyndelsesbetingelse)
- Temperatur af fundament: 15 °C (begyndelsesbetingelse)
- Frisk betontemperatur: 15 °C (begyndelsesbetingelse)
- Forme på væg: 21 mm støbeplader i krydsfiner (randbetingelse)
- Formen fjernes efter 5 døgn (120 timer).

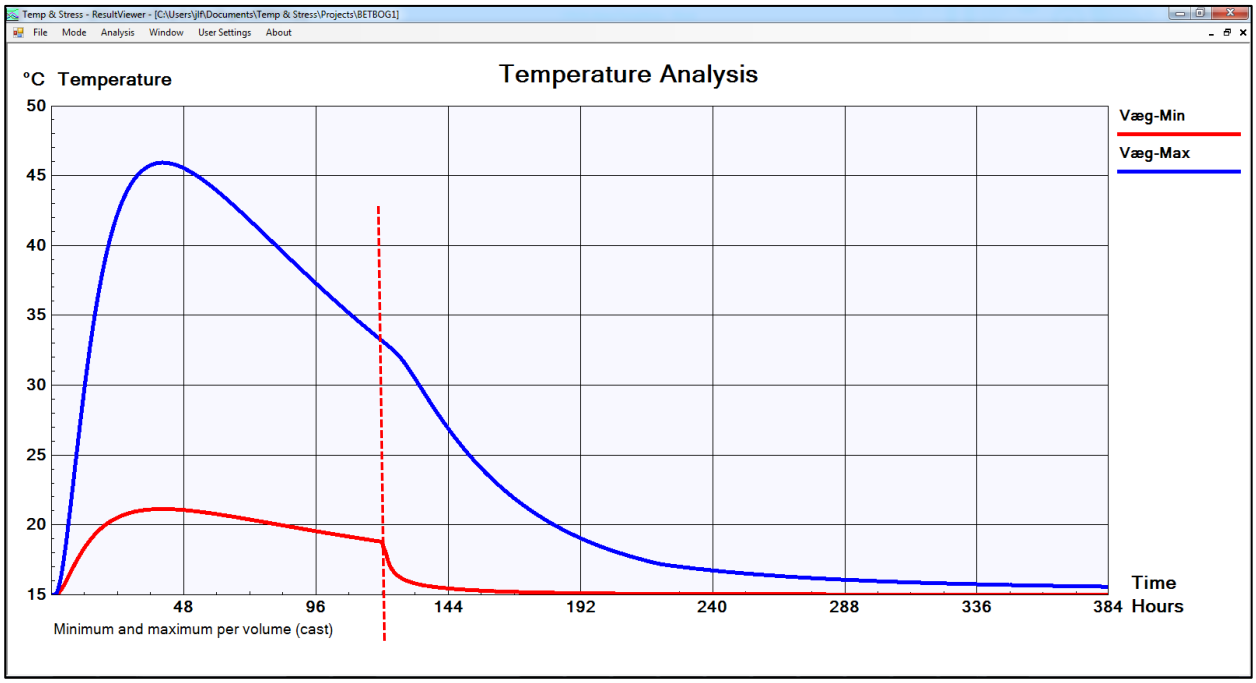
Der gennemføres en simulering baseret på ovenstående inputdata og den i figur 7 viste model. Resultatet af simuleringen er vist i en række skærmdumps i figur 7 til 11, hvoraf det fremgår, at beregningen er foretaget over en periode på 16 døgn efter vægstøbningen. Maksimumtemperaturen på ca. 47 °C opnås knap 2 døgn efter støbning.

Figur 10 viser, at væggens middeltemperatur vokser til lige godt 40 °C, hvorefter den afkøles langsomt igen. Fundamentets gennemsnitstemperatur ænder sig stort set ikke.

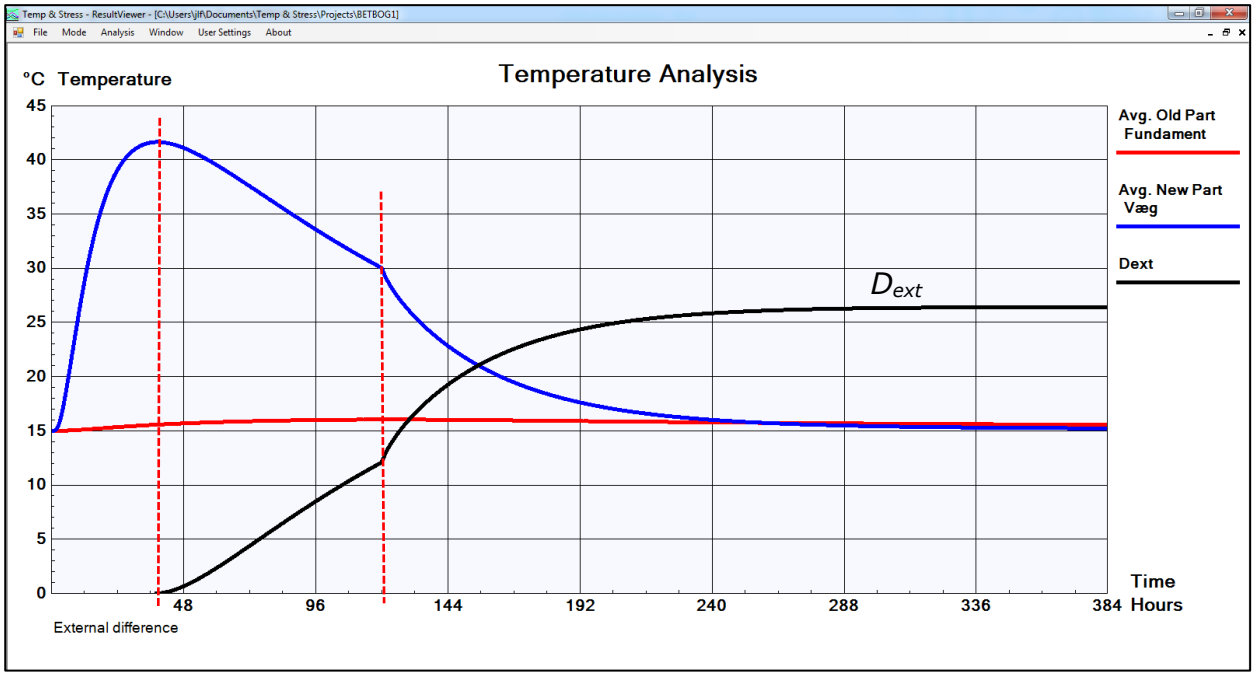
Den gennemførte simulering viser, at revnerisikoen bliver så stor: $P > 1{,}1$ - at der med stor sikkerhed vil udvikles gennemgående hærderevner, hvis støbningen gennemføres som simuleret uden nogen tiltag. Det fremgår af figur 12, at det er i væggens nederste del, at revnerisikoen er størst ca. 10 døgn efter støbning. Figur 10 og 11 viser desuden, at $P = 0{,}8$ passeres, når $D_{ext}$ overskrider ca. 20 °C. Der er altså behov for aktive tiltag under støbeprocessen, hvis de gennemgående revner skal undgås, kombineret med tilstrækkelig armering til at styre revnernes størrelse.



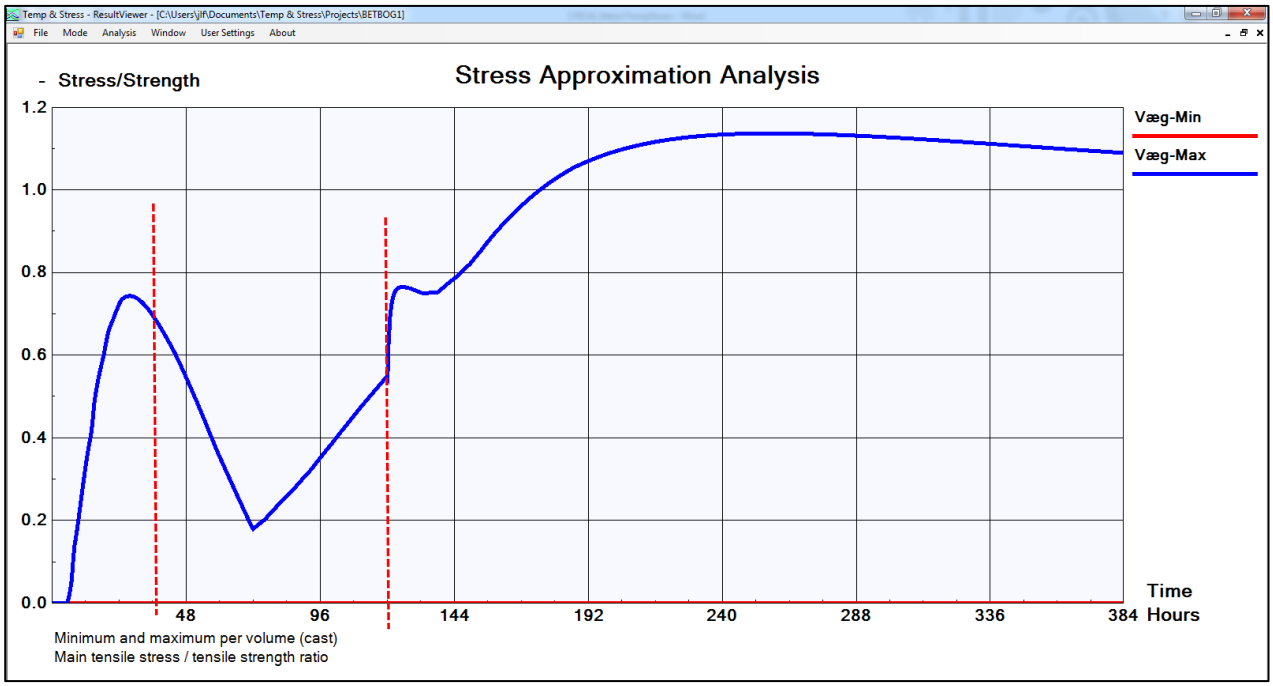

*Figur 8. Model af konstruktionen opdelt i trekantede finite elementer. De røde stiplede linjer angiver symmetrisnit, hvorigennem varmetransport ikke kan foregå.*



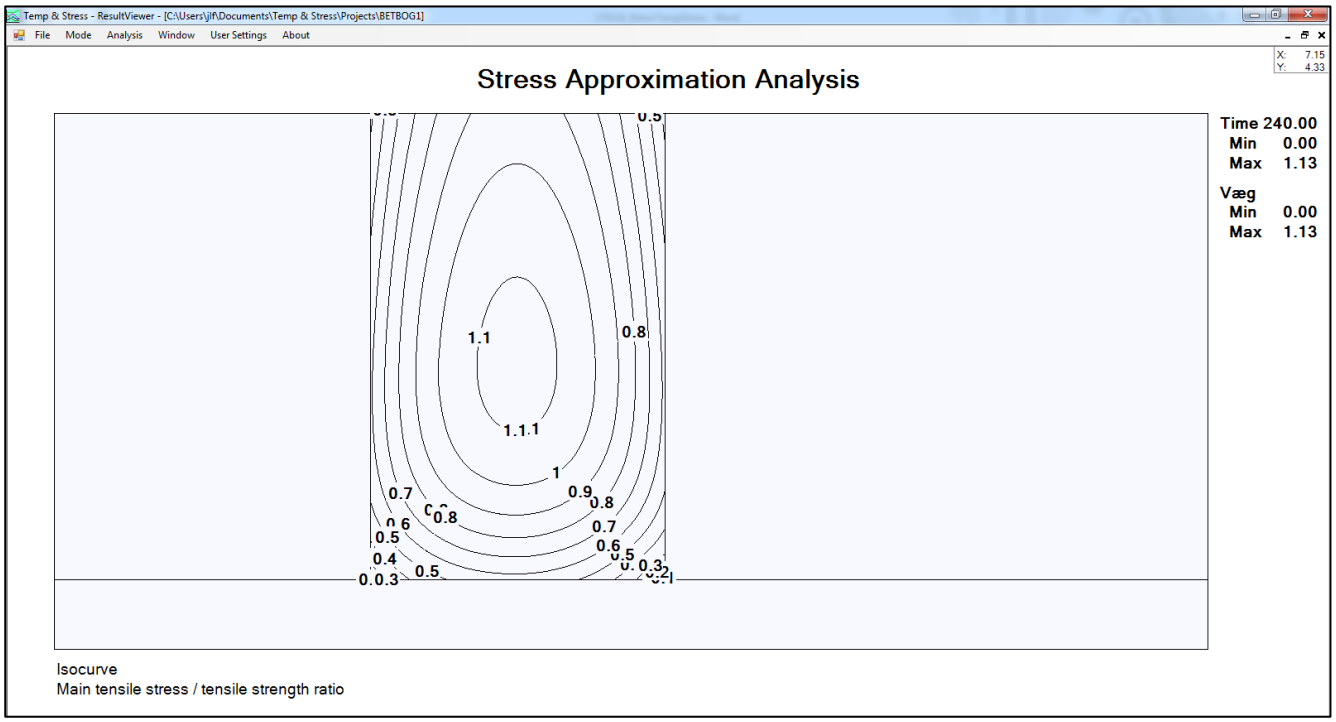

*Figur 9. Største og mindste temperaturer i væggen – mindste temperaturer optræder i hjørnerne af væggen. Bemærk det typiske resultat, at ved afforskalling efter 120 timer (rød stiplet streg) falder overfladetemperaturen øjeblikkeligt, mens temperaturen i væggens midte (blå kurve) kun påvirkes marginalt.*




*Figur 10. Middeltemperaturer i fundament (rød) og væg (blå). Den sorte kurve viser temperaturforskellen $D_{ext}$ efter, at væggen har nået sin maksimale temperatur. Denne eksterne temperaturforskel må normalt ikke overstige ca. 15 °C. Forskellen er her ca. 26 °C og risiko for revner i væggen er markant.*




*Figur 11. Maksimumværdier af revnerisiko P i væggen til alle tidspunkter. Det ses tydeligt, at revnerisikoen langt overskrider kravet, som normalt ligger på 0,7 til 0,8. Revnerisikoen er størst efter ca. 240 timer – altså hele 5 dage efter afforskallingen! De første tre døgn efter støbning vokser temperaturen i væggens indre markant og der opbygges en indre temperaturforskel på over 20 °C, hvilket medfører risiko for overfladerevner i væggen.*



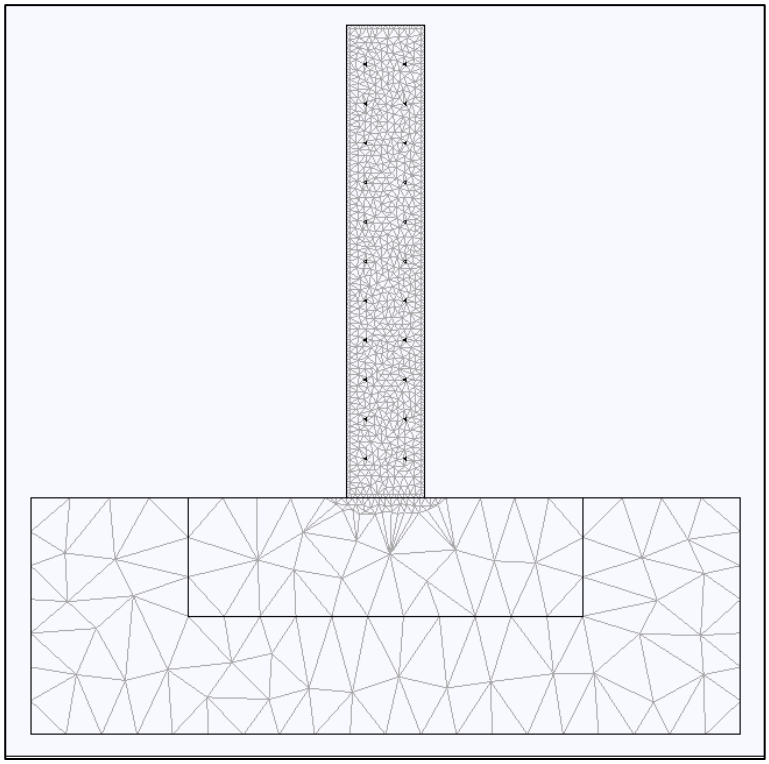

*Figur 12. Isokurver for revnerisiko P i den nederste del af betonvæggen efter 240 timer. Det ses, at revnerisikoen er størst i væggens indre og tæt ved bunden af væggen, hvor det underliggende fundament forhindrer sammentrækning under væggens afkøling. Det er typisk i dette område man vil observere revner.*

En lavere temperatur for den nye beton ville hjælpe på problematikken (dette undersøges let ved at sænke betonens starttemperatur og gentage beregningen), men det ville ikke kunne løse problemet alene, med mindre man sænker den drastisk med isafkølet tilslag og lignende tiltag, som normalt ikke er økonomisk optimale.

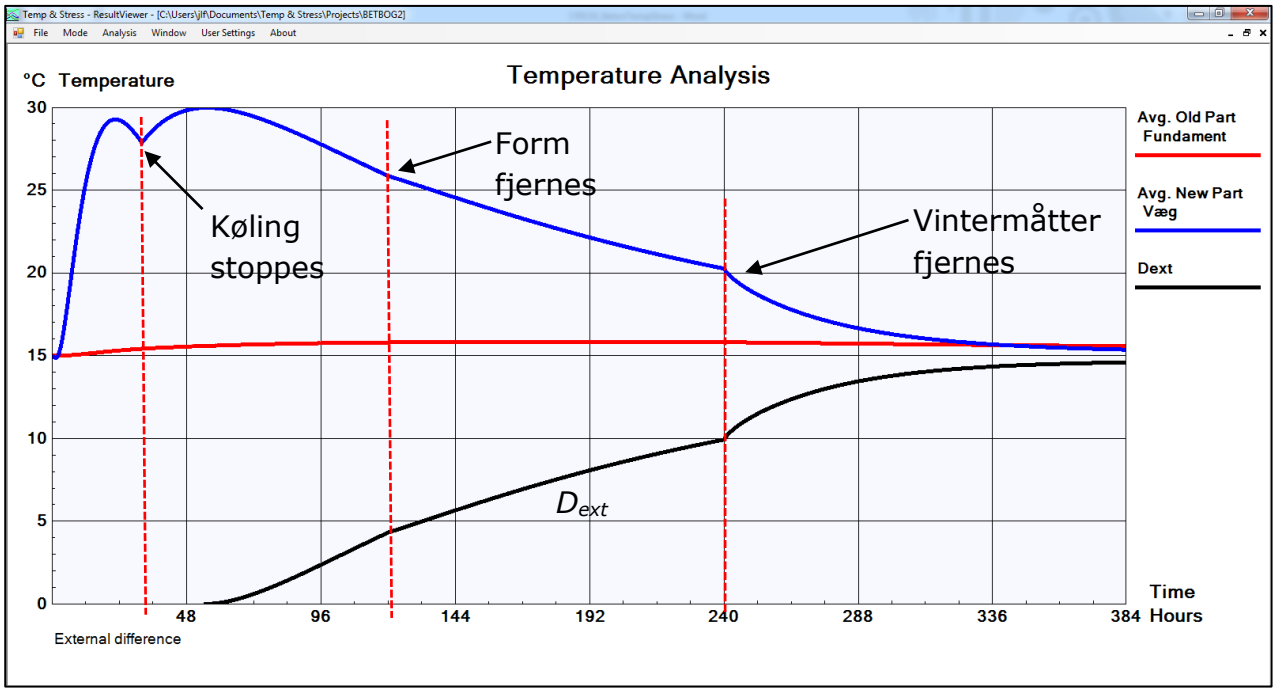
Dernæst er der enten anvendelse af kølerør eller varmetråde som realistiske muligheder. I det følgende simuleres begge disse løsninger for at kunne vurdere det mest optimale tiltag. Simuleringerne er en iterativ proces, hvor placering af kølerør eller varmetråde kan varieres, ligesom tidsrum med køling eller opvarmning også kan varieres. Efter et antal simuleringer findes en optimal løsning, som så kan anvendes på byggepladsen.

***Løsning med kølerør***

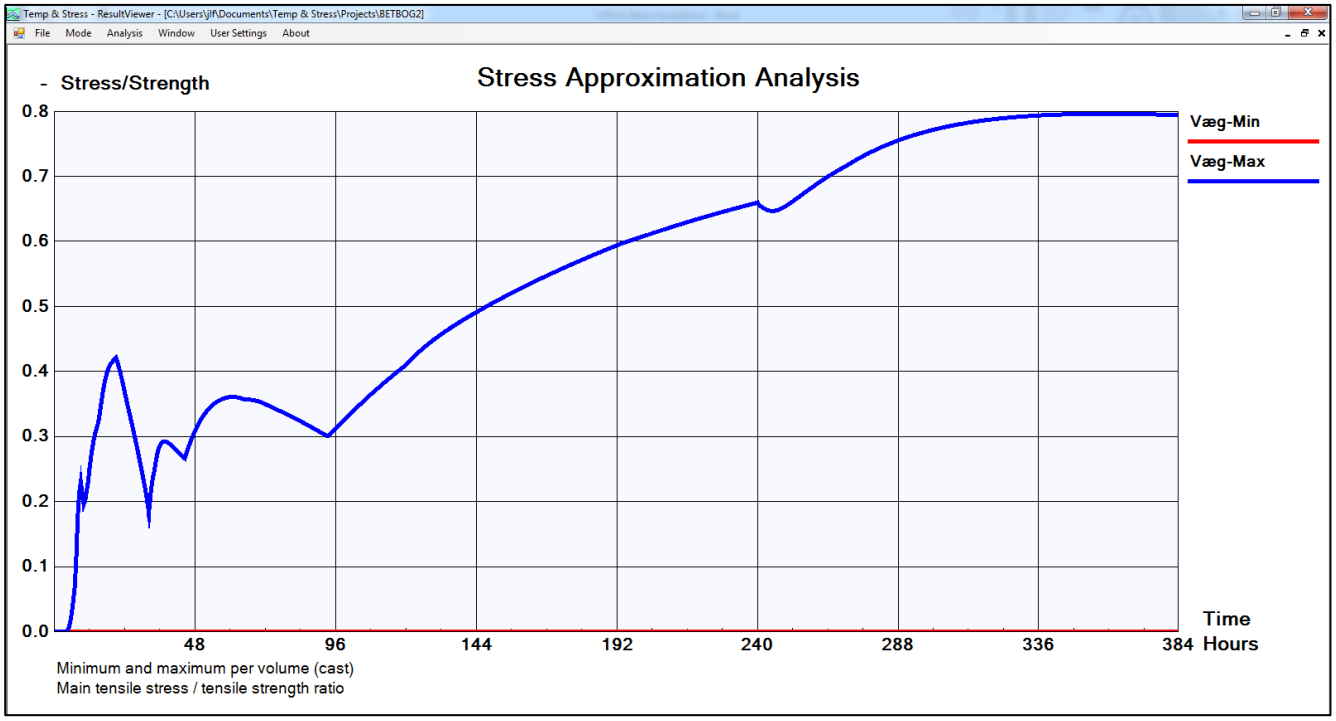
Der placeres to rækker kølerør i væggen med ca. 500 mm indbyrdes afstand i lodret retning og 250 mm fra væggens ydersider. Der anvendes kølerør af plastic med en diameter på 32 mm, og kølevandets temperatur er 12 grader. Der sendes koldt vand igennem rørene i en 32 timers periode. Resultatet af denne simulering fremgår af figur 12 til 14.



*Figur 13. Model af konstruktionen med indstøbte kølerør. Svarer til figur 8, men de sorte punkter i væggen viser i alt 22 kølerør fordelt på to rækker.*




*Figur 14. Middeltemperatur i fundament og væg. Ved sammenligning med figur 10 ses en betydelig reduktion i væggens middeltemperatur. Den sorte kurve viser $D_{ext}$, der nu holdes under kravet på ca. 15 °C.*




*Figur 15. Maksimumværdier for revnerisiko P i væggen. Det ses, at revnerisikoen ikke overskrider 0,8, hvilket ofte er kravet, som skal overholdes. Det knæk i kurven som sker efter ca. 4 døgn skyldes at maksimum P skifter position fra væggens overflade til dens indre.*

Når kølevandets temperatur angives i simuleringen, skal det ikke være indløbstemperaturen, men derimod middelværdien af indløbs- og udløbstemperatur. Undervejs vil kølevandets temperatur stige med adskillige grader. Kølevandets middeltemperatur vil

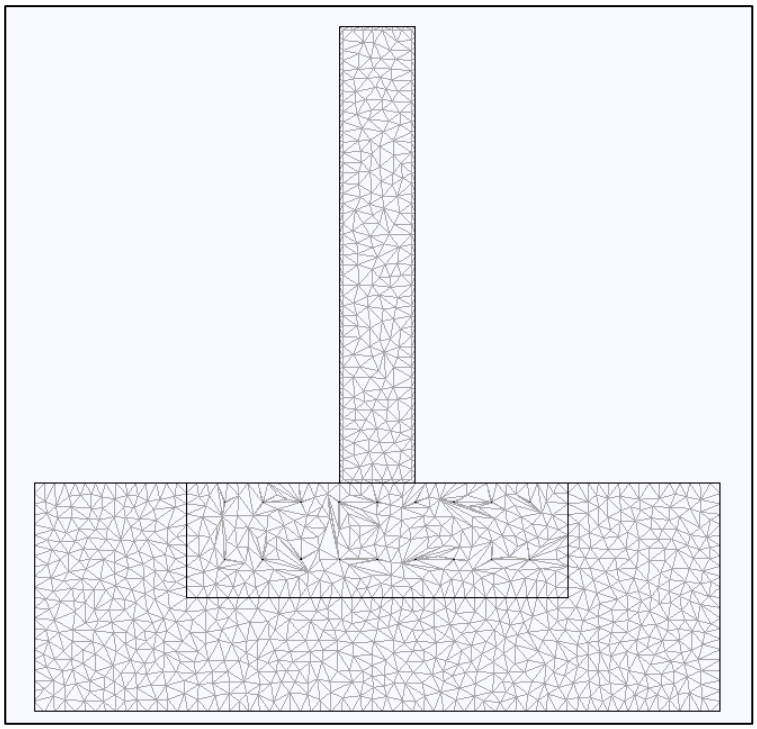
afhænge både af kølerørets længde og flowhastigheden igennem rørsystemet. Der henvises til [11] for vejledning i dimensionering af køleanlæg.

I simuleringen fjernes formen fortsat efter 5 døgn, og efterfølgende beskyttes væggens overflader i yderligere 5 døgn med 10 mm vintermåtter. Dette sikrer at overfladen ikke udsættes for kuldechok. Figur 14 viser, at kølingen reducerer væggens middeltemperatur med ca. 12 °C i forhold til løsningen uden køling (figur 10). Dette svarer til, at kølingen har hevet energi ud af væggen svarende til ca. (12 °C)·(2400 kJ/m$^3$/°C) = 29 MJ/m$^3$ under den 32 timer lange kølingsperiode, hvilket svarer til en køleeffekt på 250 W/m$^3$.

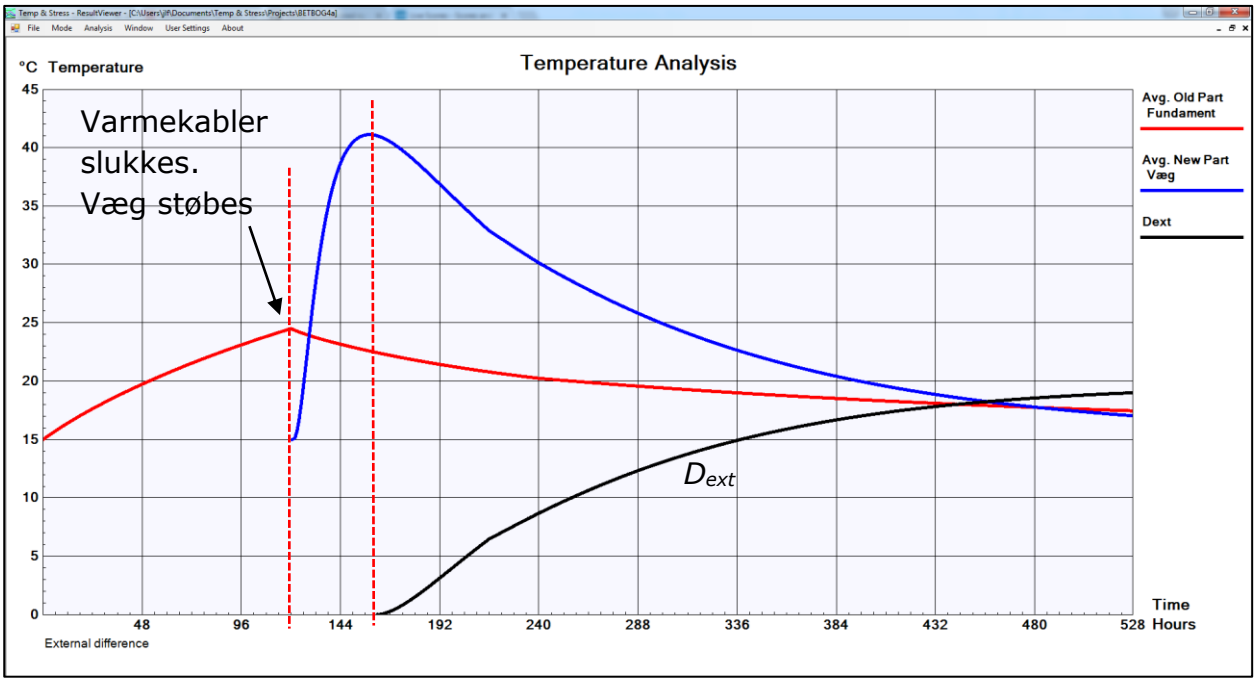
Figurerne viser, at denne løsning vil reducere den kritiske temperaturforskel til 15 °C, og tilsvarende er revnerisikoen reduceret til 0,8, hvorved risiko for gennemgående hærderevner i væggen sandsynligvis helt kan elimineres.

### *Løsning med varmekabler*

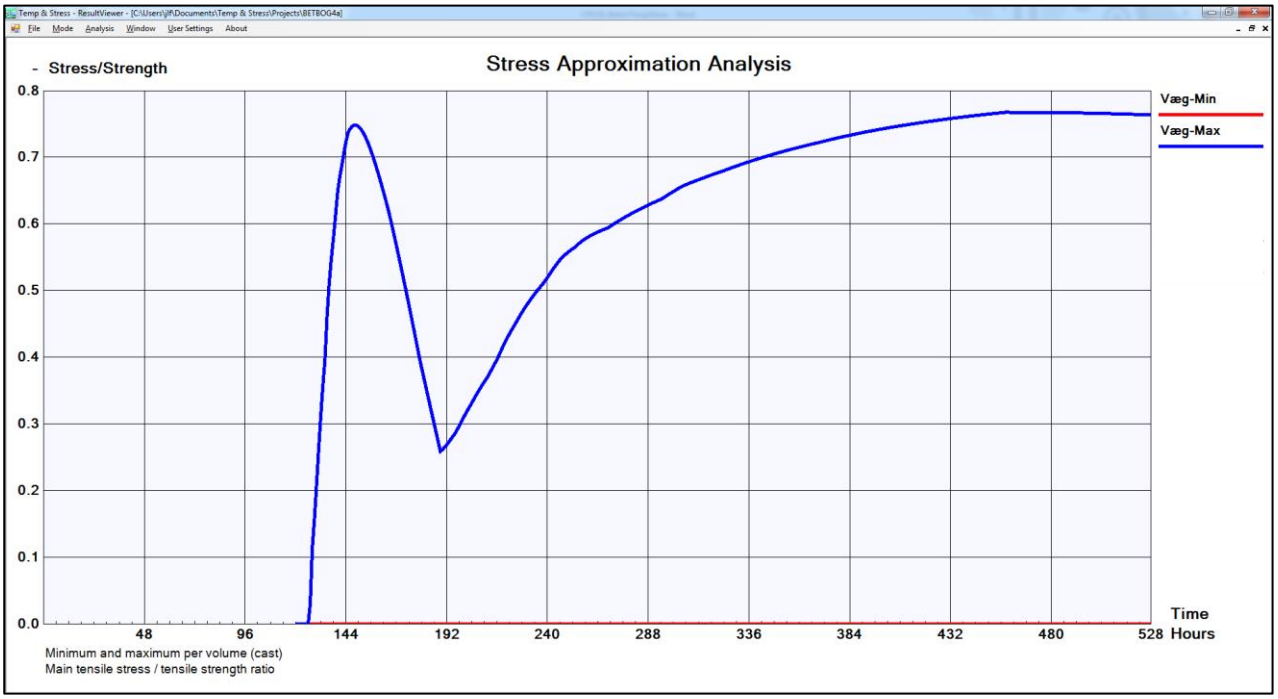
En anden mulig løsning er at anvende varmekabler til at varme fundamentet op inden vægstøbningen, fremfor at afkøle væggen efter støbning (figur 16 til 18). I eksemplet herunder indstøbes varmekabler i fundamentet med 500 mm indbyrdes afstand, henholdsvis placeret 250 og 750 mm under overfladen.



*Figur 16. Model af konstruktionen med indstøbte varmekabler i fundamentsklodsen. Der er indstøbt 9 kabler i to rækker.*




*Figur 17. Middeltemperaturer i fundament og væg. Den sorte kurve viser $D_{ext}$, som ses at overskride kravet på maksimalt 15 °C.*




*Figur 18. Maksimumsværdier for revnerisiko P i væggen. Det ses, at revnerisikoen ikke overskrider 0,8. I dette eksempel viser spændingsberegningerne, at et krav på P < 0,8 kan overholdes, selvom kravet til maksimal $D_{ext}$ er overskredet (figur 17). Det knæk i kurven, som sker ca. 3 døgn efter vægstøbning, skyldes at maksimum P skifter position fra væggens overflade til dens indre.*

De anvendte varmekabler har en effekt på ca. 33 W/m, hvilket svarer til de varmekabler, som normalt anvendes til dette formål. Der tændes for varmen 5 døgn før vægstøbningen og afbrydes igen, når vægstøbningen påbegyndes. Når varmekablernes effekt

opsummeres for de 18 kabler tændt i 5 døgn, svarer dette til 18·(33 W/m)·(1 m)/(7,5 $m^3$)·(5 døgn) = (79 W/$m^3$)·(432000 s) = 34 MJ/$m^3$. En hævning af fundamentets gennemsnitstemperatur på ca. 10 °C (figur 17) svarer til, at der er tilført ca. 24 MJ/$m^3$, til betonfundamentet. Differencen fra 24 op til 34 MJ/$m^3$ stammer fra det varmetab, som sker til omgivelserne, jord og luft.

Ovenstående figurer viser, at denne løsning med varmekabler vil reducere revnerisikoen til 0,8, selvom kravet til maksimal temperaturforskel mellem væg og fundament ikke opfylder det sædvanlige krav på maksimum 15 °C. I de fleste projekter vil det være acceptabelt ikke at opfylde temperaturkravet, hvis kravet til maksimal revnerisiko er opfyldt.

Ovenstående eksempler viser, hvorledes der kan planlægges, så der ikke opstår gennemgående revner, når der støbes en ny konstruktion mod en gammel konstruktion. I forbindelse med planlægningen kan der let foretages en følsomhedsanalyse ved blot at ændre på randbetingelserne og gentage beregningen. Det skal i denne forbindelse overvejes, hvad konsekvensen af variationer af fx betontemperatur og vejrforhold er.

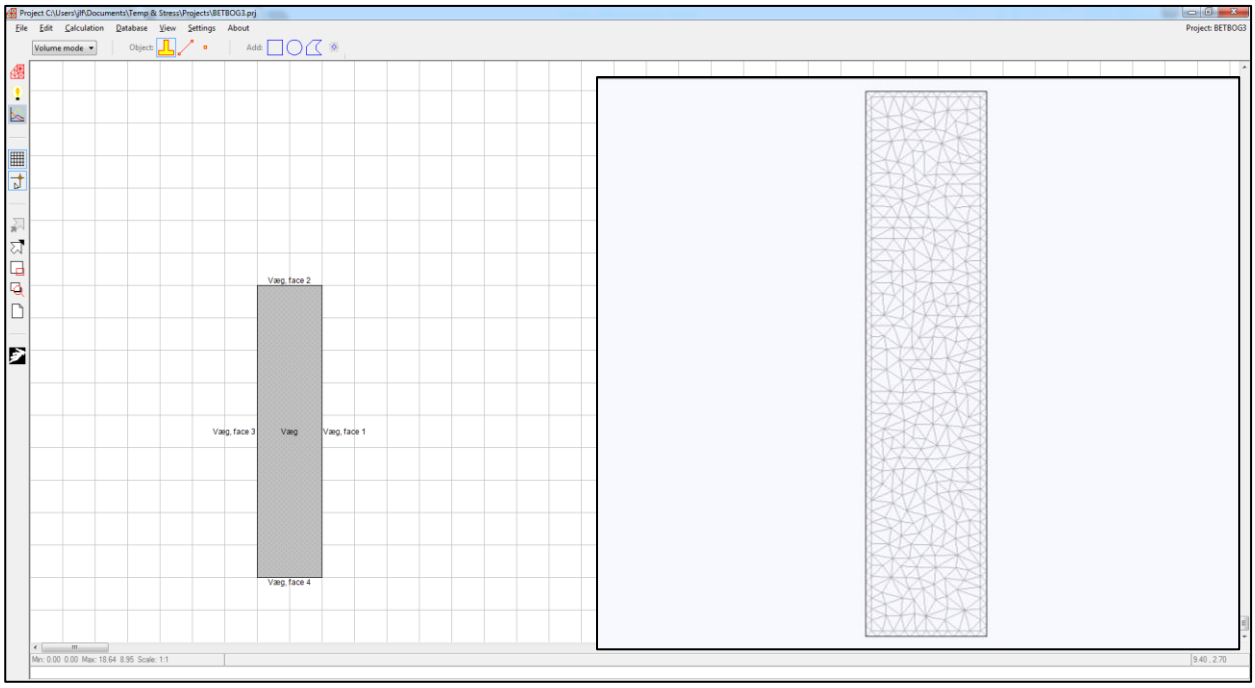
### *Overfladerevner*

Det følgende eksempel viser, hvordan risikoen for overfladerevner er afhængig af efterbehandlingen (curing). I eksemplet undersøges et udsnit af væggen tilpas langt væk fra kanterne, således at der er tale om endimensionel varmetransport mellem væggens ydersider og varmeafgivelsen til omgivelserne sker udelukkende igennem de to lodrette flader (figur 19). Normalt vil man kræve, at temperaturforskellen mellem væggens indre og overfladen højst må være 20 °C.

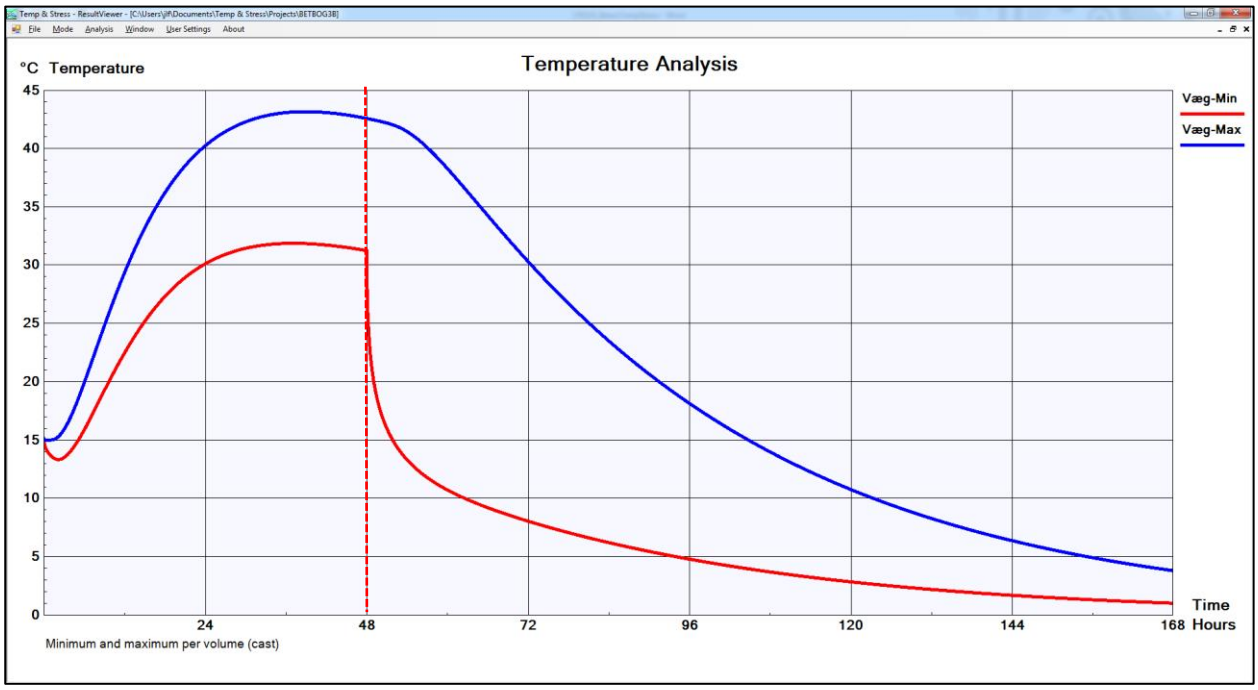
I eksemplet betragtes igen en 1 m tyk væg. Betonen er identisk med den tidligere anvendte. Vindhastigheden er konstant 5 m/s, og lufttemperaturen er konstant 0 °C svarende til vinterforhold. Formen er 21 mm støbeplader og af hensyn til genbrug af form ønskes denne nedtaget allerede to døgn efter støbning.

I nedenstående figurer vises resultatet af simuleringerne i form af temperaturer (minimum i overfladen og maksimum i væggens midte) og revnerisikoen *P*. Figur 20 og 21 illustrerer en løsning, hvor overfladen kun beskyttes med en tynd plastfolie efter fjernelse af formen. Figur 22 og 23 illustrerer en løsning, hvor overfladen beskyttes med en 10 mm vintermåtte straks efter fjernelse af formen.

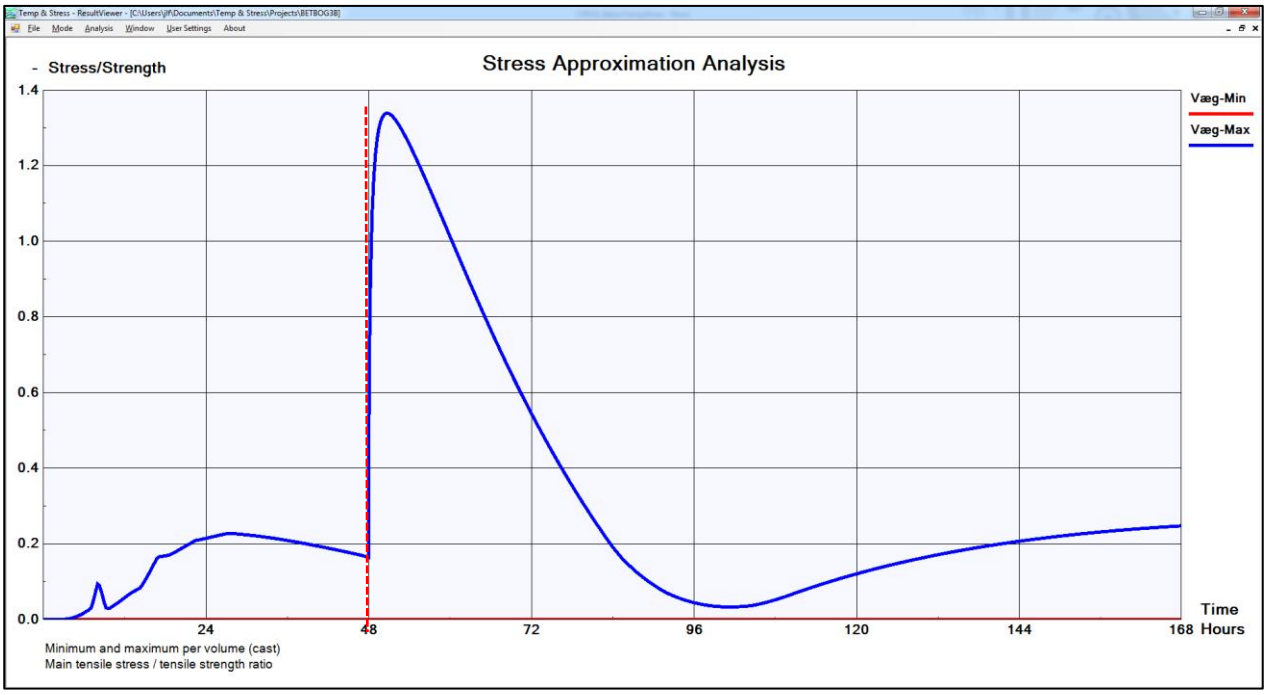
Det ses tydeligt af figur 20 og 21, at plastfolie langt fra er tilstrækkelig, da temperaturforskellene bliver alt for store og revnerisikoen *P* overstiger 1,3. Denne løsning vil således med sikkerhed føre til dannelse af netrevner i overfladen pga. det kuldechok, den udsættes for. Revnedannelsen vil ske straks efter afformning.



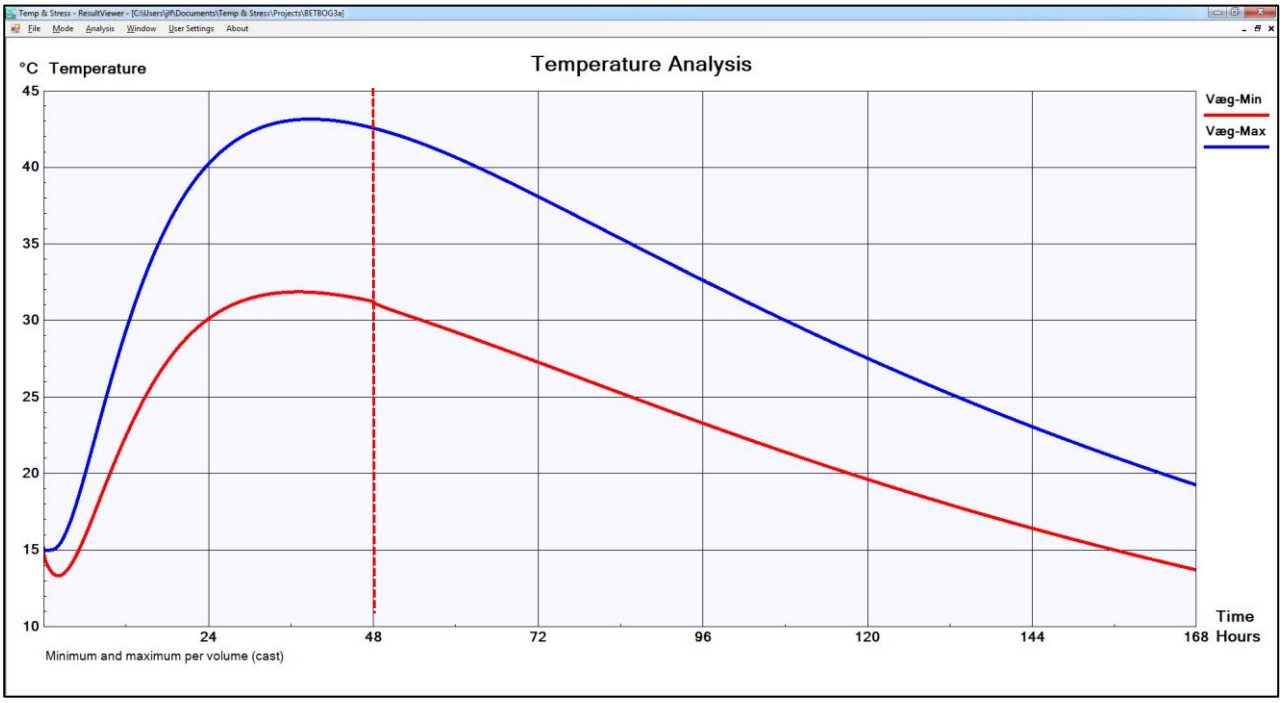

*Figur 19. Model af vægudsnit. Der er tale om en model med en vægtykkelse på 1 m. Skitsen til højre viser, hvordan konstruktionen bliver modelleret i finite-element-programmet.*



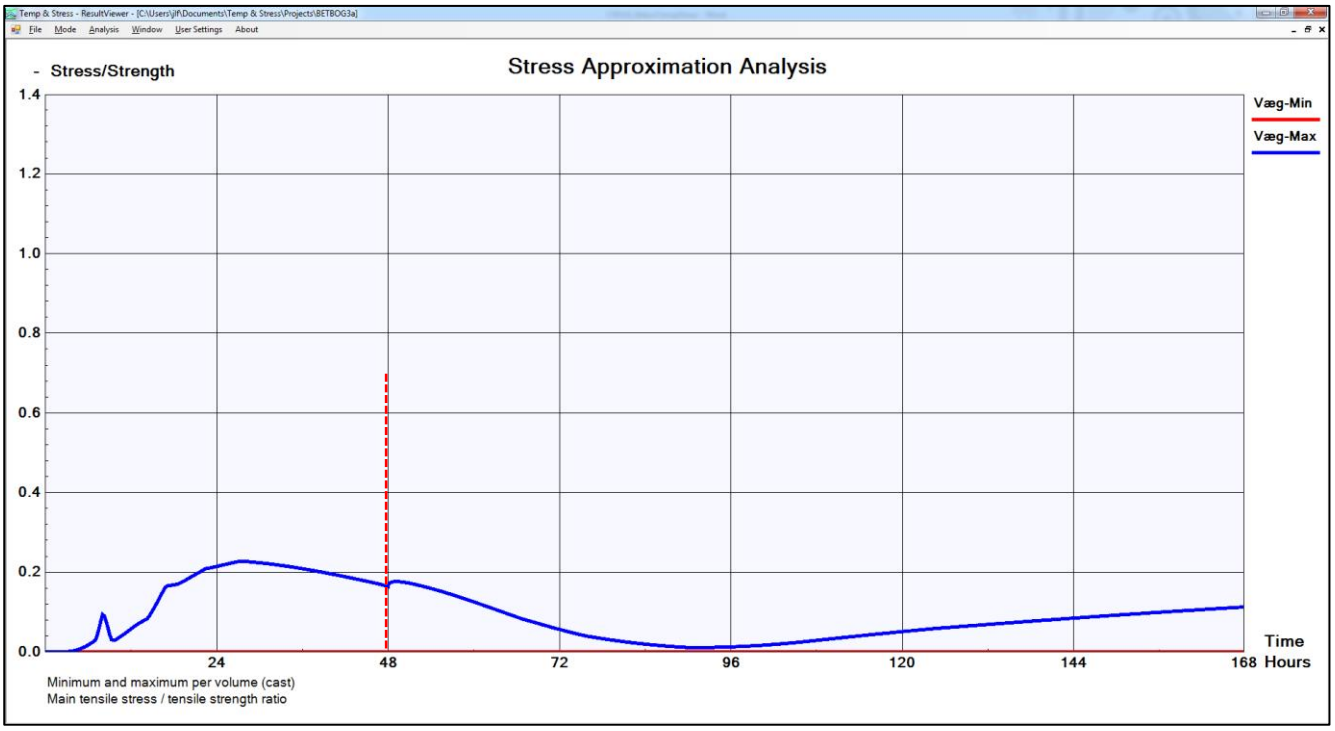

*Figur 20. Maksimum (blå kurve) og minimum temperatur (rød kurve) i hhv. væggens midte og i overfladen, når der kun beskyttes med plasticfolie efter fjernelse af form. Den røde stiplede linje angiver tidspunkt for afformning. Indtil afformningstidspunktet er temperaturforskellen $D_{int}$ ca. 10 til 15 °C. Derefter ses det tydeligt, at forskellen langt overskrider kravet $D_{int} \leq 20$ °C.*




*Figur 21. Maksimumværdier for revnerisiko P i væggen. Det ses, at revnerisikoen stiger pludseligt ved fjernelse af formen, selvom der beskyttes med plasticfolie.*




*Figur 22. Maksimum (blå kurve) og minimum temperatur (rød kurve) i hhv. væggens midte og i overfladen, når der beskyttes med 10 mm vintermåtter efter fjernelse af form. Den røde stiplede linje angiver tidspunkt for afformning. Det ses, at temperaturforskellen $D_{int}$ her er væsentlig mindre end i det tidligere eksempel. Kravet $D_{int} \leq 20$ °C er således opfyldt.*




*Figur 23. Maksimumværdier for revnerisiko P i væggen. Det ses, at revnerisikoen bliver meget lav, når væggen umiddelbart efter fjernelse af form beskyttes med 10 mm vintermåtter.*

I figur 22 og 23 er vist de tilsvarende resultater, hvor der efter fjernelse af formen overfladebeskyttes med 10 mm vintermåtter. Derved falder temperaturforskellen mellem væggens indre og dens overflade til ca. 10 °C, og det ses samtidigt, at revnerisikoen reduceres markant, så dette er en anvendelig løsning. Det kunne måske være tilstrækkeligt at anvende en 2 eller 3 mm tyk skumisolering, men det skal en ny simulering i givet fald afklare. Det skal fremhæves, at det i denne situation er meget vigtigt, at overfladebeskyttelsen bliver placeret umiddelbart efter, at formen er fjernet.

### 9.4.2.6 Litteratur

[1] Freiesleben-Hansen, P. & Pedersen, E.J. (1999) *Vinterstøbning af Beton*, SBi anvisning 125, www.teknologisk.dk/vinterstoebning-af-beton/239

[2] Rasmussen, T.H. & Andersen, T. (1989) *Hærdeteknologi*, CtO Beton-Teknik 6/15/1989.

[3] Bamforth, P.B. (2007) *Early-age thermal crack control in concrete*, CIRIA Report C660, London, UK.

[4] Nielsen, C.V. (2014) "Early-age Requirements for High-Performance Concrete Structures", *Proc. 4th International fib Congress, Improving Performance of Concrete Structures*, Mumbai, India, Feb. 2014.

[5] Lykke, S., Skotting, E. & Kjær, U. (2000), "Prediction and control of early-age cracking: experiences from the Øresund tunnel". *Concrete International*, American Concrete Institute, ACI, Vol. 22, September, pp. 61-65.

[6] Nielsen, C.V. & Berrig, A. (2005), "Temperature calculations during hardening – a case study for a concrete bridge deck". *Concrete International*, American Concrete Institute, ACI, Vol. 27, February, pp. 73-76.

[7] Pedersen, E.S. (1994) "Prediction of temperature and stress development in concrete structures". *Proc. International RILEM Symposium Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, (Ed. R. Springenschmid), Technical University of Munich, pp.298-304.

[8] HETEK, Højkvalitetsbeton – Entreprenørens Teknologi, www.teknologisk.dk/hetek/projektet/35490

[9] HETEK (1997) *Hærdestyring, Anvisning*, Rapport nr. 125, Vejdirektoratet.

[10] Betonbro – Beton SAP-P, 27. juli 2018, http://vejregler.lovportaler.dk/

[11] HETEK (1997) *Control of Early Age Cracking in Concrete, Guidelines*, Rapport nr. 120, Vejdirektoratet.