



LUND UNIVERSITY

Betongkonstruktioner vid höga temperaturer - en översikt

Thelandersson, Sven

1974

[Link to publication](#)

Citation for published version (APA):

Thelandersson, S. (1974). *Betongkonstruktioner vid höga temperaturer - en översikt*. (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 43; Vol. Bulletin 43). Lund Institute of Technology.

Total number of authors:

1

General rights

Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

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

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

Take down policy

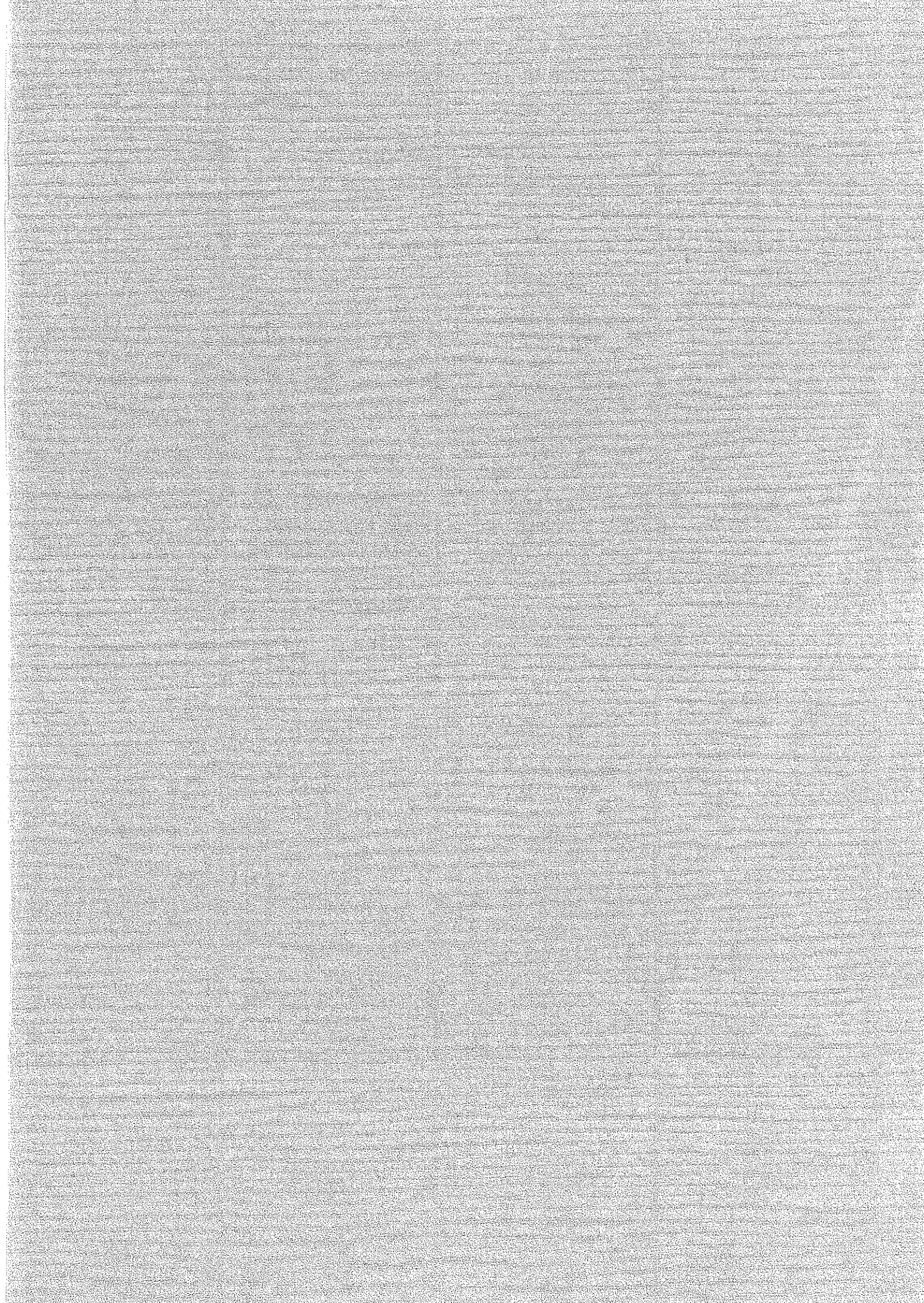
If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

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

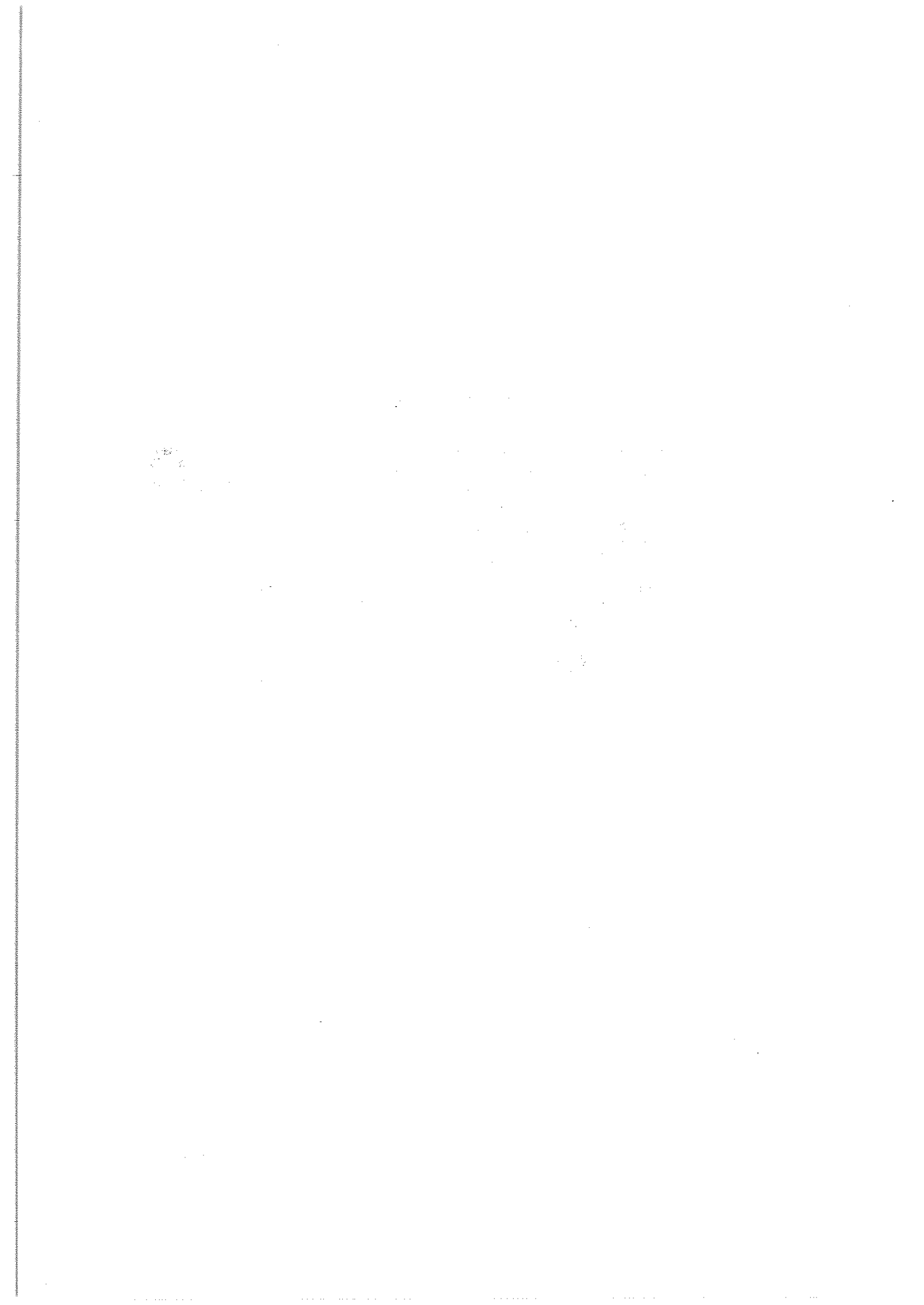
SVEN THELANDERSSON

BETONGKONSTRUKTIONER VID HÖGA TEMPE-
RATURER – EN ÖVERSIKT



**BETONG-
KONSTRUKTIONER
VID HÖGA
TEMPERATURER
-EN ÖVERSIKT**

VAST September 1974



INNEHÅLL	Sid
FÖRORD	3
SAMMANFATTNING	4
SUMMARY	9
1 INTRODUKTION	15
2 BERÄKNING AV ICKE-STATIONÄRA TEMPERATURFÄLT I TEMPERATURPÅVERKADE KONSTRUKTIONER	19
2.1 Principer för temperaturfältsberäkningar	19
2.2 Randvillkor	22
2.3 Termiska egenskaper hos betong vid höga temperaturer	25
2.3.1 Värmeledningstalet λ	25
2.3.2 Specifikt värme, c_p och entalpi, i_v	31
2.4 Analytiska och grafiska metoder för överslagsberäkningar av temperaturfält	35
2.4.1 Allmänt	35
2.4.2 Endimensionell värmeströmning i ett halvoändligt medium	36
2.4.3 Endimensionell strömning mellan två parallella plan	44
2.4.4 Flerdimensionell värmeströmning	48
3 MEKANISKA EGENSKAPER HOS BETONG OCH ARMERING VID HÖGA TEMPERATURER	52
3.1 Förändringar i betongens material- struktur vid höga temperaturer	52
3.1.1 Fysikaliska och kemiska förändringar av cementpasta och ballast	52
3.1.2 Inre spänningar och sprickbildning på grund av skillnader i delmaterialens termiska dilatation	54
3.2 Hållfasthetsegenskaper hos betong vid hög temperatur	55
3.2.1 Inverkan av ålder och lagringsbe- tingelser före uppvärmningen	55
3.2.2 Betongsammansättning och ballast- material	56
3.2.3 Belastning under uppvärmningen	58
3.2.4 Inverkan av uppvärmningsförloppet	59
3.2.5 Hållfastheten omedelbart efter av- svalning och dess förändring efter uppvärmningstillfället	60
3.2.6 Böj- och draghållfasthet	62
3.3 Deformationsegenskaper hos betong vid hög temperatur	63
3.3.1 Spännings- och deformationssamband	63
3.3.2 Termisk dilatation	65
3.3.3 Tidsberoende deformationer	68
3.4 Armeringsstålets egenskaper vid höga temperaturer	73

INNEHÅLL forts		Sid
4	SPJÄLKNINGSFENOMEN	77
4.1	Allmänt	77
4.2	Ångtryck	78
4.3	Inverkan av termiska spänningar på avspjälkningen	81
4.4	Sammanfattning	83
5	TEMPERATURPÅVERKADE ARMERADE BETONG- KONSTRUKTIONERS VERKNINGSSÄTT OCH BÄRFÖRMÅGA	85
5.1	Allmänt	85
5.2	Balkar och plattor av armerad betong	86
5.3	Pelare och väggar	92
5.4	Spännbetongkonstruktioner	95
5.5	Bedömning av skadade konstruk- tioners användbarhet	96
BETECKNINGAR		102
LITTERATUREREFERENSER		105

FÖRORD

I värmekraftstationer utsätts betongkonstruktionerna ofta för stora värmepåkänningar även vid normal drift. Det kan röra sig om temperaturer upp mot 300° C. Vid katastroftillfällen som brand kan naturligtvis väsentligt högre värden förekomma. Det är viktigt att konstruktörer och byggare har kännedom om betongens egenskaper vid höga temperaturer. VASTs forskningsråd för byggnadsteknik har därför initierat att föreliggande kunskapsinventering inom problemområdet utförts vid institutionen för byggnadsstatik vid Tekniska Högskolan i Lund vilken institution förestås av professor Ove Pettersson. Ledare för projektet har varit civilingenjör Sven Thelandersson vid samma institution.

Det är forskningsrådets förhoppning att rapporten som utgör en sammanställning av nuvarande kunskapsunderlag om betongs egenskaper och betongkonstruktioners beteende vid höga temperaturer skall vara av värde vid konstruktion och byggande av kraftstationer.

Stockholm i juni 1974

VASTs forskningsråd för byggnadsteknik

SAMMANFATTNING

Vid en bedömning av effekten av termisk påverkan på bärande konstruktioner ställs man inför följande problem:

- 1) Vilka temperaturer förekommer i konstruktionens omgivning?
Hur varierar dessa temperaturer i tid och rum?
- 2) Vilka temperaturer får man i konstruktionens inre och hur varierar de med tiden?
- 3) Hur förändras materialens egenskaper med temperaturen?
- 4) Hur påverkar förändringen av materialens egenskaper konstruktionens verkningsätt och bärförmåga? Vilken inverkan har de termiska tvångsdeformationerna på konstruktionen?

Föreliggande rapport har skrivits med utgångspunkt från dessa problemställningar. En begränsning har dock skett så att punkt 1 har behandlats endast mycket perifert. Förutsättningen är att den termiska påverkan är känd med mer eller mindre god precision.

Då så är fallet kan såväl stationära som instationära temperaturfält i en byggnadsdel beräknas via Fouriers allmänna värmeledningsekvation, som löses numeriskt via dator. Lösningen sker vanligen med finita differensmetoder, men på senare tid har även finita elementmetoder kommit till användning. Trots att betongens termiska egenskaper är temperaturberoende och alltså problemet icke-linjärt, innebär själva lösningsmetodiken numera inga större problem. I de fall då kraven på noggrannhet inte motiverar en lösning via dator, kan man uppskatta temperaturerna med hjälp av kända lösningar för vissa specialfall. Detta gäller även instationär värmeströmning. I avsnitt 2.4 har getts lösningar för några sådana specialfall som bedömts användbara i detta sammanhang. Dessa lösningar redovisas i diagramform tillsammans med tillämpningsexempel.

De termiska egenskaperna hos betong för temperaturer upp till 800°C har studerats i viss omfattning i litteraturen. Trots att alla influenser inte är belysta, har man en ganska god bild av

värmeledningstalets temperaturberoende. För ordinär betong vid första uppvärmningen minskar värmeledningstalet λ kraftigt med temperaturen. Denna minskning är inte reversibel.

Beträffande specifika värmekapaciteten c_p och entalpin i_v saknar man tillförlitliga mätmetoder, varför kunskaperna här är något osäkra. c_p för betong är dock ganska oberoende av temperaturen om man bortser från fuktens inverkan.

Ett problem vid värmeledningsberäkningar är det förångningsbara vattnet, dels dess inverkan på värmeledningstalets temperaturberoende och dels det latent värmekapacitet som åtgår vid vattnets förångning. Kombinationen av fukt- och värmetransport i fuktig betong är en komplicerad process och det är svårt att avgöra vilket fel man gör genom att beakta värmetransporten oberoende av fukttransporten. En systematisk belysning av denna problematik framstår som en angelägen forskningsuppgift.

Den förändring av betongens struktur, som sker vid en första uppvärmning till höga temperaturer, avspeglas i de mekaniska egenskapernas försämring med temperaturen. Det som sker är dels att det strukturellt bundna vattnet succesivt frigörs med ökande temperatur och dels att strukturen bryts ned på grund av den kraftiga skillnaden mellan ballastens och cementpastans termiska dilatation. Framförallt sker en försämring av hållfastheten mellan ca 450°C och 600°C till följd av dehydratiseringen av kalciumhydroxid och kvartsomvandlingen.

Temperaturens inverkan på betongens tryckhållfasthet har varit föremål för relativt omfattande studier i litteraturen. Hållfastheten vid förhöjd temperatur relativt ursprunglig hållfasthet är ganska oberoende av betongsammansättning och uppvärmningsförlopp. Ballastens petrografiska sammansättning har dock relativt stor inverkan; ju mer expansionsbenägen ballast, ju större försämring av hållfastheten. Den initiella fuktkvoten påverkar också avsevärt den relativa förändringen av betonghållfastheten.

Man har dessutom visat att då betongen har varit tryckbelastad under uppvärmningsförloppet fås en högre hållfasthet än om så

inte varit fallet. Orsaken till detta tycks vara att tryckspänningen fungerar som en slags förspänning, som reducerar ballastens expansion och därmed nedbrytningen av strukturen. Följden blir också att betongens termiska expansion kraftigt reduceras vid närvaro av tryckspänning. En ytterligare vetenskaplig belysning av belastningshistoriens inverkan på såväl hållfasthets- som deformationsegenskaper skulle vara värdefull.

Deformationsegenskaperna har i jämförelse med hållfastheten studerats mycket litet. Underlag saknas för att kunna etablera de konstitutiva samband mellan spänningar och töjningar, som behövs för att kunna genomföra realistiska hållfasthetstekniska beräkningar på betongkonstruktioner under termisk påverkan. Vid höga temperaturer har man att räkna med stora tidsberoende deformationer och kraftig termisk expansion. Dessutom är deformationerna beroende av belastnings- och temperaturhistorien. Man kan dock förmoda att den ökade deformationsbenägenheten vid höga temperaturer i många fall möjliggör en förenklad plasticitetsteoretisk analys. Hela detta problemkomplex bör bli föremål för forskning med målsättningen att kunna göra en allmän analys av spänningar och deformationer i betong under statisk och termisk belastning. En mera begränsad målsättning är att ge underlag för tillämpning av plasticitetsteorin för beräkning av bärförmåga och att kunna avgöra då förutsättningar föreligger för en sådan tillämpning.

Om en realistisk spänningsanalys kunde göras, skulle detta också bidra till att klarlägga mekanismen bakom fenomenet avspjälkning. Avspjälkningen innebär att mer eller mindre stora delar av betongens ytskikt spränges av - ofta explosionsartat - som följd av uppvärmningen. Huvudorsaken i de flesta fall anses vara, att ett ångtryck byggs upp då fukten i materialet förångas. Ångtryckets storlek bestäms av balansen mellan produktion och borttransport av ånga och en beräkning måste baseras på en modell för kombinerad värme- och fukttransport. Fukttransporten sker i såväl ång- som vätskefas. Ångtrycket samverkar med ogynnsamma temperaturspänningar som under vissa förutsättningar kan uppstå. Vid kraftigt osymmetrisk temperaturfördelning blir dessa spänningar särskilt stora.

Eftersom avspjälkning ofta kan bli avgörande för bärförmågan t ex

genom att primärarmeringen blottlägges, är det önskvärt att ytterligare studera avspjälkningen och dess orsaker. Här ligger ett studium av mekanismen för kombinerad värme- och fukttransport närmast till hands. Detta är som nämnts ovan också av stort intresse för att förbättra noggrannheten vid temperaturfältsberäkningar. Av intresse i samband med fukttransportproblemet är materialegenskaper som porositet, porstorleksfördelning och permeabilitet. Temperaturberoendet för dessa materialegenskaper har undersökts i mycket liten omfattning.

Då man skall bedöma hur olika typer av bärverk påverkas av en temperaturhöjning är det i allmänhet lämpligt att utgå från det verkningssätt och den beräkningsmodell som gäller vid normala förhållanden. Ibland kan denna gängse beräkningsteknik användas omodifierat om hänsyn tas till temperaturberoendet hos relevanta materialegenskaper. Det är förutsatt att temperaturfälten är kända. Exempel på sådana enkla fall är statiskt bestämda, armerade betongbalkar och -plattor, där i de flesta praktiska fall (normalarmerade tvärsnitt) huvudarmeringens dragupptagande förmåga är avgörande för brottmomentet. Effekten av en termisk påverkan på momentkapaciteten bestäms då helt av temperaturhöjningen i armeringen och den därmed följande reduktionen av sträckgränsen. Detta enkla förhållande kan utgöra grundval för dimensionering av denna typ av bärverk med hänsyn till termisk påverkan. Vissa sidoproblem i sammanhanget fordrar dock en lösning innan en systematisk tillämpning är möjlig. Förutom att förekomsten av avspjälkning på ett oförutsebart sätt kan förändra förutsättningarna för beräkningen, måste man också undersöka riksen för skjuv- och förankringsbrott. Vidare är det osäkert hur brottmomentet påverkas i de fall då temperaturpåverkan huvudsakligen avser tvärsnittets tryckzon. Ett studium av dessa delproblem kan ses som en angelägen forskningsuppgift.

Med momentkapaciteten för varje tvärsnitt bestämd enligt ovannämnda principer kan gränslastteorin tillämpas på statiskt obestämda balkar eller plattor. Hittills utförda försök tyder på att erforderlig momentutjämning kan äga rum och att konstruktionens kapacitet kan fullt utnyttjas. Ett noggrannare studium av förutsättningarna för gränslastteorins tillämpbarhet är dock nödvändigt. Detta

innebär en undersökning av effekten av termisk påverkan dels på rotationskapaciteten som sådan och dels på behovet av rotationskapacitet, dvs storleken av de vinkeländringar som uppträder vid en fullständig momentomlagring. Båda dessa faktorer påverkas antagligen avsevärt av en temperaturhöjning.

När det gäller bärverk som pelare och väggar kan man endast i enklare fall förutsäga brottlasten med någon rimlig grad av noggrannhet. Vid symmetriskt uppvärmda, centriskt tryckta pelare utan knäckningsrisk torde brottlasten kunna beräknas över plasticitetsteori, dvs under antagande att alla temperaturspänningar utjämnas före brott. Vid osymmetrisk uppvärmning, eller då knäckningsrisk föreligger saknas idag möjlighet till en teoretisk analys. Strävan bör här vara att möjliggöra en bedömning av bärförmågan även i sådana fall.

En viktig frågeställning är bedömning av skadade konstruktioner. I allmänhet kan man komma ganska långt med en ren okulärbesiktning. Kan man dessutom rekonstruera temperaturförhållandena är förutsättningarna för en bedömning goda. Viktigt är att förvissa sig om att armeringens vidhäftning är tillräcklig vid skarvar och i förankringszoner. För spännbetong där höghållfast stål används som armering krävs en speciellt noggrann undersökning, eftersom detta stål ovan vissa temperaturnivåer får en kvarstående minskning av hållfastheten efter uppvärmning. För spännbetong måste man också räkna med en kvarstående spännkraftsförlust, vars omfattning kan vara mycket svår att uppskatta.

Sammanfattningsvis kan konstateras att vårt vetande om betong och betongkonstruktioner under påverkan av höga temperaturer är otillfredsställande på många punkter. Detta har bland annat fått till följd, att man vid brandteknisk dimensionering av armerade betongkonstruktioner måste nöja sig med starkt förenklade och schematiska regler, medan man för stålkonstruktioner har tillgång till en nyanserad beräkningsteknik. Av detta och andra skäl är det angeläget att forskningsinsatser görs som i någon mån kan jämställa betong och stål i detta avseende.


SUMMARY

The following problems must be considered in assessing the effect of thermal action on loadbearing structures.

- 1) What are the temperatures around the structure? How do these temperatures vary in time and space?
- 2) What are the temperatures inside the structure and how do these vary in time?
- 3) In what way do the properties of the materials change as a result of a change in temperature?
- 4) In what way do changes in the properties of the materials affect the structural behaviour and loadbearing capacity of the structure? What effect do the thermally induced deformations have on the structure?

This report has been written in the light of these problems. There has however been one limitation, inasmuch as Item 1 has been dealt with in a very summary manner. It is assumed that the thermal exposure is known with reasonable accuracy.

When this is the case, then both stationary and non-stationary temperature fields in a building component can be analysed with the aid of Fourier's general equation for thermal conductivity which can be solved numerically on a computer. Solution is usually carried out by means of the method of finite differences but finite element methods have also been employed lately. In spite of the fact that the thermal properties of concrete are temperature dependent and the problem is thus non-linear, the actual solution process poses no major problems nowadays. In cases where the accuracy requirement does not warrant solution by computer, the temperatures can be estimated on the basis of known solutions relating to special cases. This also applies to non-stationary heat flow. Section 2,4 contains solutions for some special cases which have been considered useful in this context. These solutions are shown in diagrams, together with application examples.



The thermal properties of concrete at temperatures up to 800°C have been studied to some extent in the literature. In spite of the fact that all influences have not been elucidated, there is a reasonably good picture of the temperature dependence of the coefficient of thermal conduction. In the case of normal concrete, the coefficient of thermal conduction λ drops sharply with temperature when the concrete is first heated. This reduction is not reversible.

There are no reliable methods of measurement with regard to the specific heat c_p and the enthalpy i_v , and knowledge regarding these is therefore somewhat uncertain. In the case of concrete, however, c_p is quite independent of temperature if the effect of moisture is disregarded.

One of the problems in heat flow analysis is due to evaporable water, both to its effect on the temperature dependence of the coefficient of thermal conduction and to the latent heat required when water is vaporised. The combination of moisture movement and heat transfer in moist concrete is a complex process and it is difficult to assess what will be the error if heat transfer is considered independently of moisture movement. Systematic elucidation of this problem appears to be an urgent research task.

The change in the structure of concrete which takes place when it is first heated to elevated temperatures is reflected by deterioration in the mechanical properties as the temperature rises. What occurs is that the structurally bound water is gradually released as the temperature rises, and the structure breaks down owing to the large difference between the thermal expansions of the aggregate and the cement paste. There is a marked deterioration in strength between about 450°C and 600°C , as a result of the dehydration of calcium hydroxide and the change in the structure of quartz.

The influence of temperature on the compressive strength of concrete has been the subject of relatively comprehensive studies in the literature. The strength at elevated temperatures in relation to the original strength is fairly independent of the composition of concrete and the heating process. On the other hand, the petrographical composition of the aggregate has a relatively large influence; the more the aggregate is prone to expansion, the greater the deterioration in strength. The initial moisture content also

has a considerable effect on the change in concrete strength.

It has also been shown that when the concrete is subject to compression while being heated, its strength will be higher than if it is unloaded. It would appear that the reason for this is that the compressive stress acts as a form of prestress which reduces the expansion of the aggregate and thus breakdown of the structure. The consequence is that thermal expansion of the concrete is greatly reduced in the presence of compressive stress. Further scientific elucidation of the influence of the loading history on strength and deformation properties would be very useful.

In comparison with the strength, the deformation properties have not been subject to a lot of study. There are no data available for the establishment of the constitutive relationships between stresses and strains which are necessary in order that realistic strength analyses may be performed on concrete structures subject to thermal action. Large time dependent deformations and considerable thermal expansion must be expected at high temperatures. In addition, the deformations are dependent on the loading and temperature histories. It may however be supposed that the increased deformation susceptibility at high temperatures will in many cases make possible a simplified plastic theory analysis. The whole of this complex of problems should be made the subject of research in order that a general analysis may be made of the stresses and deformations in concrete when this is subjected to static and thermal loading. A goal of more limited scope is that data should be obtained for applying the plastic theory for calculation of the loadbearing capacity, and that it should be possible to decide when conditions are favourable for such application.

If it were possible to perform a realistic stress analysis, this would also be instrumental in explaining the mechanism underlying the phenomenon of spalling. Spalling means that portions of varying size of the outer layer of the concrete are forced off - often with explosive force - as a result of the heating process. It is in most cases considered that the principal cause is the vapour pressure due

to vaporisation of moisture in the material. The magnitude of the vapour pressure is determined by the balance between production and removal of vapour, and an analysis must be based on a combined model for heat transfer and moisture movement. Moisture movement takes place in both the liquid and vapour phases. The vapour pressure acts in the same direction as the unfavourable temperature stresses which may arise in certain conditions, and which may be particularly large in the case of very asymmetrical temperature distribution.

Since spalling is often decisive with regard to the loadbearing capacity, for instance owing to the fact that the primary reinforcement is exposed, it is desirable that further study should be devoted to spalling and its causes. The most obvious study to be performed is that concerning the mechanism of combined heat and moisture transfer. As mentioned above, this is also of great interest in order that accuracy in temperature field analysis may be improved. It is material properties such as porosity, distribution of pore size and permeability which are of interest in connection with the problem of moisture movement. The temperature dependence of these material properties has received very little attention in research.

When an assessment is to be made of the way in which a loadbearing structure is affected by a rise in temperature, it is generally best to base this on the mode of action and the analytical model used in ordinary circumstances. The usual analytical technique can sometimes be employed without modification if the temperature dependence of the relevant material properties is taken into account. This is on condition that the temperature field is known. Examples of such simple cases are statically determinate reinforced concrete beams and slabs, in which in most cases it is the tensile strength of the main reinforcement which is critical with regard to the ultimate moment (this applies to normally reinforced cross sections). In such cases, the effect of thermal action on the moment capacity is entirely determined by the rise in temperature in the reinforcement and the consequent drop in yield stress. This simple condition may form the basis for the design of this type of structural element with regard to thermal action. Certain subsidiary problems in this context however necessitate a solution before systematic application is possible. Apart from the fact that the occurrence of spalling can

alter conditions in an unforeseen manner, the risk of shear and bond failure must also be investigated. It is furthermore uncertain how the ultimate moment is affected in cases where the temperature effect primarily concerns the compressive zone of the section. A study of these associated problems may be considered to be an urgent research task.

When the moment capacity of every cross section has been determined on the basis of the above principles, the limit state theory can be applied to statically indeterminate beams or slabs. Tests performed so far indicate that the necessary moment redistribution can take place and that the capacity of the structure can be utilised to the full. A more thorough study of the applicability of the limit state theory is however necessary. This will entail investigation of the effect of thermal action on rotational capacity as such and also on the need for rotational capacity, i.e. the magnitude of the angular rotation which occurs in conjunction with complete moment redistribution. It is probably that both these factors are considerably affected by a rise in temperature.

In the case of structural elements such as columns and walls, it is only in simple cases that the ultimate load can be predicted with a reasonable degree of accuracy. In the case of symmetrically heated concentrically loaded columns where there is no risk of buckling the ultimate load can probably be calculated by means of plastic theory, i.e. on the assumption that all thermal stresses are equalised prior to failure. In the case of asymmetrical heating or where there is a risk of buckling, there are at present no theoretical methods of analysis available. The endeavour should be to make possible an assessment of the loadbearing capacity in such cases also.

Assessment of damaged structures is an important matter. Generally speaking, quite a lot can be decided merely on the basis of a visual inspection. If it is in addition possible to reconstruct the temperature conditions, then the chances of assessment are favourable. It is important to ascertain whether the bond of the reinforcement is sufficient at splices and in anchorage zones. Particularly careful investigation is required in the case of prestressed concrete where high strength steel is used as tendons, since this steel has a residual drop in strength when heated to temperatures above a certain level. A

residual reduction in the prestressing force, the extent of which may be very difficult to estimate, must also be considered in the case of prestressed concrete.

To sum up, it may be stated that our knowledge of concrete and concrete structures under the action of high temperatures is unsatisfactory on many points. One of the consequences of this is that greatly simplified and standardised rules must be resorted to in fire engineering design of reinforced concrete structures, while in the case of steel structures a sophisticated analytical technique is available. For this and other reasons it is important that research efforts be made in order that concrete and steel may be put on a reasonably equal footing in this report.

1 INTRODUKTION

Målsättningen med föreliggande studie är att ge en sammanställning av nuvarande kunskapsunderlag om betongs egenskaper och betongkonstruktioners beteende vid höga temperaturer. Med höga temperaturer avses här temperaturhöjningar som är högre - oftast väsentligt högre - än de som orsakas av klimatiska variationer.

Man kan i princip särskilja två typer av temperaturpåverkan, dels sådan som sker ofrivilligt t ex genom brand, och dels temperaturpåverkan som följd av en mer eller mindre normal verksamhet i konstruktionens närhet.

I det förra fallet är sannolikheten att temperaturhöjningen överhuvudtaget inträffar relativt liten och därför kan konsekvenserna av temperaturpåverkan tillåtas bli allvarligare än i det senare fallet. T ex kan man kräva av en bärande byggnadsdel att den skall bibehålla en viss bärförmåga endast under en begränsad tid vid brandpåverkan. Följden blir att vid lågfrekventa, katastrofbetonade fall av temperaturpåverkan kan det vara fråga om mycket höga temperaturer utan att detta tillåts påverka valet av material. Vid brandpåverkan är gastemperaturer på upp till 1 200°C möjliga.

Vid industriella tillämpningar, där förekomsten av höga temperaturer är direkt förutsägbar och temperaturnivån är någorlunda given, har man att välja material som är beständiga och kan uppfylla erforderliga krav vid de aktuella temperaturerna. Den högsta temperaturen som konventionell betong kan användas vid beror på konstruktionens funktion, säkerhetskrav, temperaturpåverkans varaktighet m m, och måste bedömas från fall till fall. Vid permanenta konstruktioner som varaktigt utsätts för temperaturer över ca 300°C är konventionell betong definitivt olämplig. Vid användning av förspänd betong i tryckkärl till atomreaktoranläggningar, där mycket stora krav på säkerhet och funktionsduglighet ställs, begränsar man genom isolering och kylning temperaturen i betongen till 60 à 75°C. Denna gräns är dock konservativt vald, vilket framförallt beror på bristande kunskaper om temperaturens långsiktiga inverkan på betongen.

Vid temperaturer där konventionell betong ej kan användas kan man istället använda värmebeständig betong med speciell sammansättning.

I denna skrift kommer värmebeständig betong dock endast att behandlas i den mån beröringspunkter finns med vanlig betong. I stället hänvisas till Petzold & Röhrs /1/ eller Nekrassow /2/.

Betongens egenskaper vid höga temperaturer började redan tidigt studeras på grund av behovet av kunskaper om betongkonstruktioners beständighet mot brandpåverkan, se t ex Lea & Stradling /3/. En mycket stor del av den forskning som bedrivits på området sedan dess har också i huvudsak motiverats från brandtekniska utgångspunkter.

Brandsäkerheten för bärande och avskiljande byggnadsdelar har i allmänhet definierats och definieras alltjämt i stor utsträckning via begreppet brandmotståndstid. Detta innebär att den aktuella konstruktionen i laboratorium utsätts för påverkan enligt en standardiserad tidkurva för temperaturen i en brandprovningssugn, se fig 1:1.

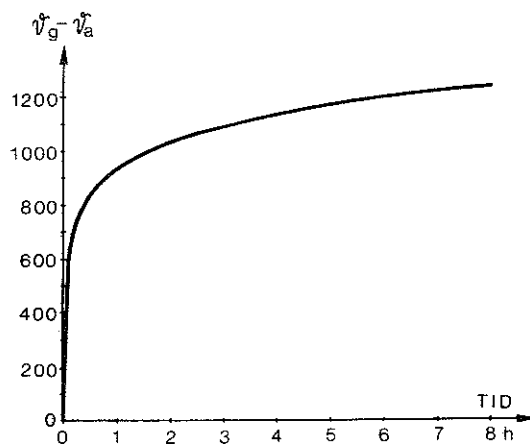


Fig 1:1 Temperaturtidkurva enligt ISO-standard.

Vid försöken registreras den tidpunkt då konstruktionen inte längre förmår uppfylla vissa bestämda funktionskrav med avseende på bärande eller avskiljande förmåga. Denna tid benämns byggnadsdelens brandmotståndstid. Denna skall sedan ställas emot den i normer föreskrivna erforderliga brandmotståndstiden, vilken beror på typ av byggnad, byggnadsdelens funktion i byggnaden, mängden brännbart material i byggnaden etc.

Det senaste decenniet har dock för brandforskningens del inneburit en trend bort ifrån det äldre systemet byggt på standardkurvan enligt fig 1:1, mot en ny, mera nyanserad dimensioneringsteknik, som

är väl i samklang med modern säkerhetsfilosofi, /4/.

Denna nya dimensioneringsteknik kan kortfattat beskrivas enligt följande:

- 1) Bestämning av mängden brännbart material, brandbelastningen.
- 2) Bestämning av gastemperaturen i brandrummet som funktion av tiden.
- 3) Bestämning av instationära temperaturfält i den brandutsatta konstruktionen.
- 4) Bestämning utifrån de kända temperaturfälten av verkningsätt och bärförmåga hos den brandpåverkade konstruktionen.

Vad gäller stålkonstruktioner är det redan nu möjligt att göra en fullständig dimensionering enligt ovanstående principer /5, 6/. I brist på kunskaper kan en motsvarande tillämpning för betongkonstruktioner däremot ej göras för närvarande annat än i vissa speciella fall. Eftersom det är angeläget att konstruktioner av olika material dimensioneras efter likartade principer, krävs forskningsinsatser på betongområdet som möjliggör detta.

Under de senaste åren har användningen av betong i reaktortryckkärl för kärnkraftanläggningar initierat en betydande forskning om betongens egenskaper vid förhöjda temperaturer. Man hoppas att genom ökade kunskaper kunna höja den maximalt tillåtna brukstemperaturen. Denna forskning inriktar sig framförallt på området upp till 150 à 200°C och man ägnar stort intresse åt effekterna av en långvarig temperaturpåverkan.

Denna sammanställning av existerande kunskaper syftar till att ge underlag för en bedömning av de konsekvenser som en termisk påverkan får för betongkonstruktioners funktion och säkerhet. Utgångspunkten är att materialet utsätts för en given yttre temperaturpåverkan. Det första steget är att beräkna de icke-stationära temperaturfälten i konstruktionen. Detta behandlas i kapitel 2. I kapitel 3 diskuteras effekten av höga temperaturer på betongens mekaniska egenskaper. Kapitel 4 behandlar ytavspjälkning, som är ett specifikt fenomen i samband med termiskt påverkad betong. Kapitel 5 slutligen ger riktlinjer för bedömning av olika konstruktions-

typers verkningsätt och bärförmåga såväl under som efter temperaturpåverkan.

Avsikten är att framställningen skall kunna följas av personer med byggnadsteknisk bakgrund men utan förkunskaper i ämnet. Jämsides med försöksresultat redovisas förklaringar och orsakssammanhang, ibland - där så anges - enligt beskrivningar i litteraturen och ibland enligt författarens egna åsikter. Ofta är i framställningen faktaredovisningen underordnad den funktionella beskrivningen och försöksresultatet ges då endast i exemplifierande syfte.

2 BERÄKNING AV ICKE-STATIONÄRA TEMPERATURFÄLT I TEMPERATURPÅVERKADE KONSTRUKTIONER

2.1 Principer för temperaturfältberäkningar

Vid plötslig temperaturhöjning eller i övrigt varierande temperatur vid en fast kropps begränsningsyta fås en med tiden varierande temperaturfördelning inuti kroppen. Dessa temperaturfält beräknas med hjälp av Fourier's värmeledningsekvation, som i sin allmänna form lyder:

$$\frac{di_v}{dt} = \nabla (\lambda \nabla \vartheta) \quad (2:1a)$$

eller i komponentform

$$\frac{di_v}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial \vartheta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial \vartheta}{\partial z} \right) \quad (2:1b)$$

Här är

i_v = entalpi (värmeinhåll/volymsenhet)¹ J/m³

t = tid, s

ϑ = temperatur, °C

x, y, z = kartesiska koordinater, m

λ = värmeledningstal, W/m·°C

Ekv (2:1) är skriven i en form som medger att värmeledningstal och entalpi varierar med såväl temperatur som rumskoordinater.

Formellt är värmeledningsekvationen endast giltig för homogena, ogenomskinliga, icke porösa material. I porösa material, dit betong räknas, sker värmetransport även genom konvektion och strålning i materialets porer. Praktiskt brukar man dock sammanfatta

¹⁾ Denna storhet kommer i detta sammanhang att benämnas entalpi, trots att detta begrepp i termodynamiken refereras till viktsenhet och ej till volymsenhet.

den totala värmetransporten i sådana material med ett ekvivalent värmeledningstal λ , och med detta insatt kan värmeledningsekvationen användas för beräkning av värmetransporten.

Entalpin i_v som ingår i ekv (2:1) är värmeinnehållet per volymenhet av materialet, refererat till en given temperaturnivå. I allmänhet sätts entalpin till värdet 0 vid 0°C . Följande samband gäller mellan entalpin och specifika värmnet:

$$c_p \cdot \gamma = \frac{di_v}{d\vartheta} \quad (2:2)$$

där

c_p = specifika värmnet, $\text{J/kg}\cdot^\circ\text{C}$

γ = densiteten, kg/m^3

Vid uppvärmning av betong, liksom många andra byggnadsmaterial, till höga temperaturer inträffar fysikaliska och kemiska tillståndsförändringar under upptagande eller avgivande av värme. Genom att arbeta med begreppet entalpi kan effekten av sådana tillståndsförändringar lätt inkluderas i behandlingen. Exempel på detta ges i fig 2:1, som hämtats från /7/ och som schematiskt visar entalpin respektive specifika värmnet som funktion av tem-

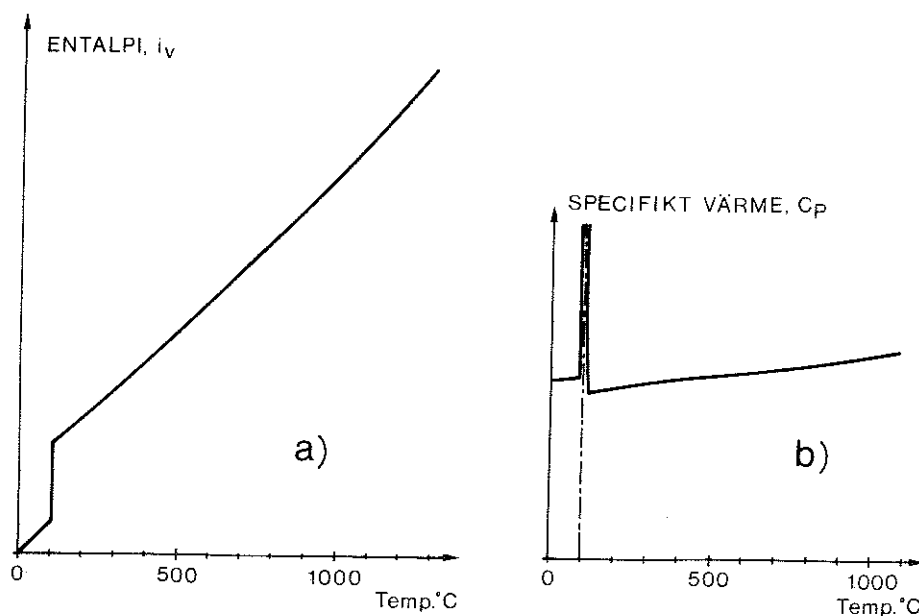


Fig 2:1 a) entalpin, b) specifika värmnet som funktion av temperaturen för fuktig betong

peraturen för ett poröst material innehållande en viss mängd förångningsbart vatten. Om man förenklat antar att allt vattnet förångas vid 100°C blir specifika värmnet c_p odefinierat vid denna temperatur. Däremot ger entalpi kurvan en entydig och riktig beskrivning av det fysikaliska förloppet.

Ekv (2:1) skrives i det endimensionella fallet:

$$\frac{di_v}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) \quad (2:3)$$

Om man antar att λ och c_p är oberoende av temperaturen och att inga tillståndsförändringar inträffar, fås

$$c_p \cdot \gamma \frac{\partial \psi}{\partial t} = \lambda \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} \quad (2:4)$$

En lösning av allmänna värmeledningsekvationen i det instationära fallet ($\frac{\partial \psi}{\partial t} \neq 0$) är komplicerad och fordrar i de flesta fall tillgång till dator. I allmänhet använder man då finita differensmetoder, vilket innebär att tids- och rumskoordinater diskretiseras och den partiella differentialekvationen transformeras till ett system av algebraiska ekvationer. Metoder för den numeriska behandlingen finns beskrivna i textböcker och handböcker; på svenska finns t ex Fröberg /8/ och Björk & Dahlquist /9/. Douglas /10/ ger en översikt över olika lösningsmetoder för paraboliska differentialekvationer, till vilken kategori värmeledningsekvationen hör. På de flesta datacentraler finns också färdiga rutiner för lösning av sådana ekvationer.

Vid sidan av finita differensmetoderna har man på senare år börjat använda finita elementmetoder för värmetransportberäkningar. Dessa metoder har övertagits från kontinuumsmekaniken och modifierats för tillämpning vid värmetransport, se t ex /11/ och /62/.

Sammanfattningsvis kan konstateras att om randvillkor och termiska egenskaper är kända, kan man med tillgång till dator och utan alltför stor arbetsinsats lösa de flesta praktiskt förekommande problem av instationär värmetransport.

Analytiska och grafiska lösningar av värmeledningsekvationen är

möjliga endast under speciella förutsättningar. Då λ och c_p beror av temperaturen, vilket är fallet för betong vid höga temperaturer, kan sådana metoder i regel ej användas. I avsnitt 2.4, där approximativa metoder och överslagsberäkningar behandlas, redovisas analytiska och grafiska lösningar av vissa specialfall.

2.2 Randvillkor

Oberoende av vilken metod som används vid lösning av värmeledningsekvationen fordras kännedom om randvillkoren. Randvillkoren kan utgöras av kända temperaturer i den fasta kroppens begränsningsytor eller i gasfasen (luften) utanför ytan. Även ett givet värme-flöde kan utgöra randvillkor.

I de fall då yttemperaturerna är kända vållar randvillkoren ej några särskilda problem, utan infogas lätt i en numerisk lösningsmetodik. Om däremot gas- eller lufttemperaturen utanför kroppens begränsningsytor är given, måste värmeövergången vid ytan beaktas.

Värmeövergången från ett gasformigt medium till ytan av en fast kropp uttryckes med värmeövergångstalet α , definierat av

$$q = \alpha \cdot (v_g - v_w) \quad (2:5)$$

där

q = värme-flöde till ytan, W/m^2

v_g = gas- eller lufttemperatur, $^{\circ}C$

v_w = yttemperatur, $^{\circ}C$

α = värmeövergångstalet, $W/m^2 \cdot ^{\circ}C$

Värmeövergången vid ytan av en fast kropp innehåller samtliga tre typer av värmetransport, ledning, konvektion och strålning. Vid de höga temperaturer det här är fråga om är ledningsandelen försumbar i förhållande till de övriga, och brukar därför inkluderas i konvektionsandelen. Man skriver då

$$\alpha = \alpha_k + \alpha_s \quad (2:6)$$

där

α_k = värmeövergångstal för ledning och konvektion, $W/m^2 \cdot ^\circ C$

α_s = värmeövergångstal för strålning, $W/m^2 \cdot ^\circ C$

De värmetransportmekanismer, som sammanfattas i de båda termerna α_k och α_s är teoretiskt mycket komplicerade och skall här endast behandlas mycket summariskt. Värmeövergången genom konvektion beror av strömningsförhållandena vid ytan, av ytans orientering (vertikal eller horisontell) etc. Man kan dock konstatera att konvektionsandelen α_k är nästan oberoende av temperaturen och vid höga temperaturer tämligen liten i förhållande till strålningsandelen. Om inte alltför kraftig påtvingad konvektion förekommer kan man då det rör sig om höga temperaturer sätta α_k till ett konstant värde oberoende av temperaturen. För beräkningar i brand-sammanhang sätter Ödeen /12/ α_k till $23-29 W/m^2 \cdot ^\circ C$ ($20-25 kcal/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C$). Ehm /13/ anger värden på α_k i området $29-51 W/m^2 \cdot ^\circ C$ ($25-44 kcal/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C$), där de lägre värdena refereras till vertikala ytor och de högre till en horisontell nedåtvänd yta med värme-strömmen riktad uppåt.

För strålningsandelen α_s , som är den dominerande vid höga temperaturer, tillämpas Stefan-Boltzmann's lag

$$\alpha_s = \frac{\epsilon_{res} \cdot C_s}{(t_g - t_w)} \left[\left(\frac{t_g + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{t_w + 273}{100} \right)^4 \right] \quad (2:7)$$

där

ϵ_{res} = resulterande emissionstal

C_s = strålningskonstanten för en svart kropp ($5,7 W/m^2 \cdot ^\circ K^4$)

Approximativt kan ϵ_{res} bestämmas ur formeln för strålning mellan två parallella ytor med stor utsträckning:

$$\frac{1}{\epsilon_{res}} = \frac{1}{\epsilon_s} + \frac{1}{\epsilon_g} - 1 \quad (2:8)$$

där

ϵ_s = emissionstal för kroppens yta

ϵ_g = emissionstal för gasen

Formeln gäller endast så länge gasfasen är den dominerande källan för infallande strålning till ytan, dvs för någorlunda stora värden på ϵ_g . Vid brand är detta fallet och Ödeen anger emissionstalet för brandgaser och flammor vid naturliga bränder i storleksordningen 0,6 - 0,9. I gaseldade ugnar är ϵ_g vanligen lägre. Emissiviteten för gaser beror av gasens partialtryck och gasskiktets tjocklek i strålningens riktning. Ett 3 m tjockt skikt av vattenånga under atmosfärtryck har t ex ett emissionstal på 0,4 - 0,55 beroende på temperaturen /14/. Med undantag för gaser som bildas vid förbränning har de flesta gaser mycket låg emissivitet, de är transparenta.

I sådant fall sker strålningsutbytet huvudsakligen mellan den aktuella ytan och andra ytor i omgivningen och övergångstalet beror då på temperaturen hos dessa ytor samt på geometrin i varje särskilt fall. Vid parallella ytor gäller ekv (2:7) och (2:8) om ψ_g och ϵ_g ersätts med respektive data för den motstrålande ytan. För bestämning av strålningsutbytet vid mer komplicerade fall hänvisas till textböcker på området, se t ex /14, 15, 16, 17/.

En betongytas emissionstal ligger i allmänhet omkring värdet 0,9 och vid brand med ϵ_g uppskattat till 0,6 - 0,9 ger ekv (2:8)

$$\epsilon_{res} = 0,6 - 0,8.$$

Vid brandförsök med TT-kassetter erhöll Ödeen /7/ god överensstämmelse mellan uppmätt och enligt ekv (2:6) och (2:7) beräknad värmeövergång. Värdet på α_k valdes därvid till $23 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$. För balklivets horisontella undersida gav $\epsilon_{res} = 0,6$ bäst överensstämmelse medan för de vertikala livssidorna (där ekv (2:8) inte är tillämplig) ϵ_{res} erhölls till 0,2. Riktlinjer för beräkning av ϵ_{res} i olika positioner ges i /64/.

Sammanfattningsvis kan konstateras att bestämningen av värmeövergångstalet i många fall måste göras under starkt förenklade antaganden. Ett felaktigt valt α -värde påverkar dock inte de beräknade temperaturerna i en massiv konstruktion i särskilt hög grad. Det är endast temperaturerna i ytan och nära ytan som mera påtagligt beror av värdet på α .

2.3 Termiska egenskaper hos betong vid höga temperaturer

En temperaturfältberäkning fordrar kännedom om de materialstorheter som ingår i allmänna värmeledningsekvationen. Dessa är värmeledningstalet λ , specifika värmekapaciteten c_p samt volymvikten γ ; de båda senare implicit i entalpin i_v . Både λ och c_p varierar för betong med temperaturen. Variationen i λ -värdet är så stor att den inte kan negligeras utom i grova överslagsberäkningar.

2.3.1 Värmeledningstalet λ

Eftersom betong är ett kompositmaterial bestående av dels cementpasta och dels ballastkorn av olika storlek blir värmeledningseffektiviteten en kompromiss mellan delmaterialens värden. Värmeledningstalet för några olika bergarter som funktion av temperaturen visas i fig 2:2 efter Zoldners /18/.

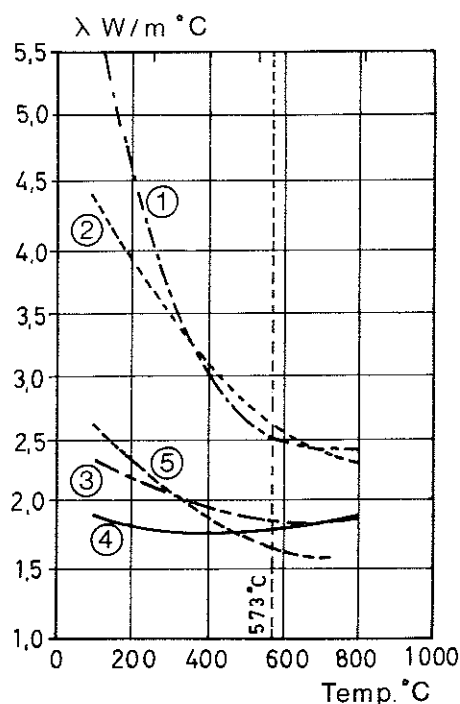


Fig 2:2 Värmeledningstal för olika bergarter /18/.

1. 100 % kvarts
2. "Taconite" : 60 % kvarts, 40 % ferromagnetiter och övrigt
3. Granit: 34 % kvarts, 62 % fältspater
4. Anortosit: 98 % fältspater
5. Kalksten: 94 % kalcit, 4 % dolomit

Värmeledningstalet för samtliga bergarter minskar med temperaturen. Minskningen är kraftigare för de bergarter som har större värmeledningstal vid normala temperaturer, vilket medför att spridningen mellan de olika bergarterna är ganska liten vid högre temperaturer. Bergarter med mera kristallin struktur har större värmeledningseffektivitet, vilket bl a medför att värmeledningstalet ökar med ökande kvartshalt, som framgår av fig 2:2.

Ren cementpasta har lägre värmeledningsförmåga än ballast av ordinar typ. Enligt Zoldners /18/ ligger cementpastans värmeledningstal i området $0,93 - 1,28 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$ ($0,8 - 1,1 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$) vid normala temperaturer. I området upp till 750°C minskar λ med temperaturen, se kurva 4 i fig 2:3. Detta beror på att den fortgående dehydratiseringen ger en ökande porositet, vilket minskar värmeledningsförmågan.

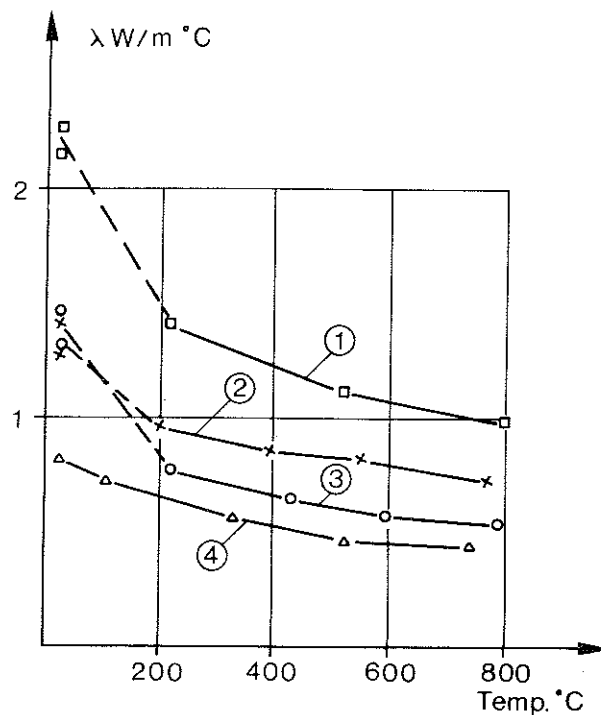


Fig 2:3 Värmeledningstalet λ som funktion av temperaturen.
 1. Granit av svenskt ursprung
 2. Granitbetong, cement:ballast = 1:4,5, vct = 0,7
 3. Granitbetong, cement:ballast = 1:6, vct = 0,7
 4. Cementpasta

I figur 2:3 visas värmeledningstalets variation med temperaturen för svensk granit, för betong med denna ballast (2 olika blandningar) samt för cementpasta. Värdena för ballast och betong har hämtats från Ödeen - Nordström /19/ och värdena för cementpasta från försök av Harada återgivna i /18/. Värmeledningstalet för betong ligger följdriktigt mellan värdena för cementpasta respektive ballast, såsom visas i fig 2:3. Däremot ökar inte i detta fall, som man kanske kunde vänta, värmeledningstalet med ökande andel ballast. Detta kan kanske delvis förklaras med att en änd-

ring i förhållandet cement:ballast påverkar konsistensen och därmed graden av kompaktet (porositeten) hos den färdiga betongen. Detta påverkar i sin tur λ -värdet. Vid uppvärmningen förekommer också sprickbildning och uppluckring av strukturen, som följd av att ballasten expanderar medan cementpastan tenderar att krympa, jämför avsnitt 3.1. Detta medför en minskad värmeledningsförmåga och denna effekt ökar troligen vid ökande andel ballast. Detta kan vara förklaringen till att i figur 2:3 den betongkvalitet som har störst andel ballast har lägre värmeledningstal efter uppvärmningen, trots att ingen skillnad föreligger vid rumstemperatur.

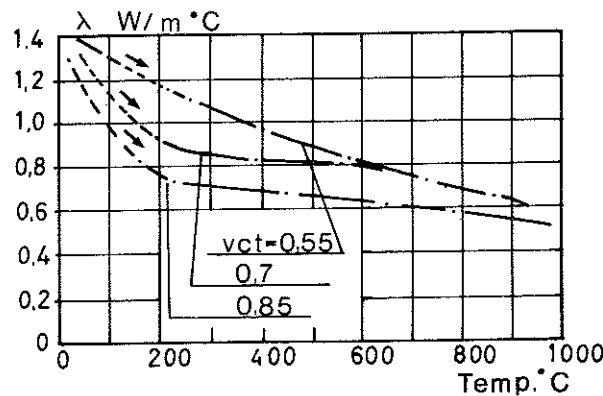


Fig 2:4
Värmeledningstalet λ för granitbetong som funktion av temperaturen vid olika vattencementtal (vct). Cement:ballast = 1:4,5.

Figur 2:4, från /19/, visar λ -värdet som funktion av temperaturen vid olika vattencementtal under i övrigt lika förutsättningar. λ -värdet ökar med minskande vct troligen beroende på att strukturen blir tätare.

Förändringen av betongens värmeledningstal vid uppvärmning är inte reversibel, utan minskningen kvarstår i stor utsträckning. I figur 2:5 visas värmeledningstalets variation under och efter

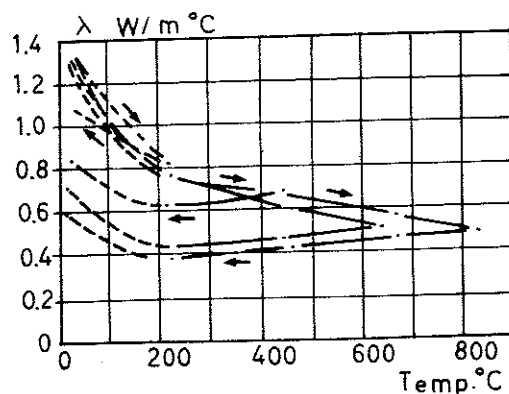


Fig 2:5
Värmeledningstalet λ för granitbetong som funktion av temperaturen under uppvärmning och avsvälning med varierande maximitemperatur. Cement:ballast = 1:6, vct = 0,7.

avsvälning till rumstemperatur för några olika maximala temperaturnivåer /19/. Liknande resultat har återgivits i /20/ efter försök av Harada.

Samtliga i figurerna 2:3 - 2:5 återgivna resultat för betongens värmeledningstal avser betong med den i Sverige helt förhärskande granitballasten, varför dessa resultat är representativa för svenska förhållanden. För ytterligare data, bl a för kalkstensbetong, hänvisas till /19/.

Vissa undersökningar /20, 21/ av lättballastbetong, som vid normala temperaturer har avsevärt lägre värmeledningstal än vanlig betong, visar att dess värmeledningsförmåga endast obetydligt minskar vid höga temperaturer. Beträffande gasbetong gäller att värmeledningstalet ökar något vid höjd temperatur. Fig 2:6 visar λ -värdet för gasbetong med densiteten 500 kg/m^3 som funktion av temperaturen /22/.

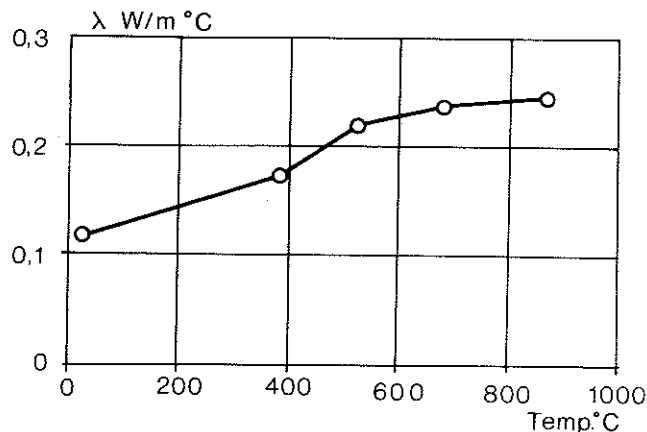


Fig 2:6 Värmeledningstalet λ för gasbetong (skrymdensitet $\gamma = 500 \text{ kg/m}^3$) som funktion av temperaturen, /22/.

Resultaten som återges i figurerna 2:3 - 2:5 avser betong som före försöken lagrats normenligt, dvs i 20°C och ca 65% RH. Betongen innehåller alltså en viss mängd förångningsbart vatten före uppvärmningen. Närvaron av detta vatten gav i de aktuella försöken en höjning av det uppmätta λ -värdet vid 20°C på i genomsnitt 12 % jämfört med uttorkade provkroppar. Det förångningsbara vattnets inverkan på värmeledningen vid förhöjd temperatur framgår dock inte, eftersom inga mätningar gjordes i intervallet 20°C till 200°C . λ -kurvorna i figur 2:3 - 2:5 har därför streckats

i detta temperaturområde.

Systematiska undersökningar av fuktens inverkan på värmeledningstalet vid förhöjd temperatur saknas i litteraturen. Problemet är att i ett fuktigt material förekommer vid instationära förhållanden samtidig värme- och fukttransport, och dessa kan inte betraktas oberoende av varandra.

Vid normal temperatur och vid stationära förhållanden ökar värmeledningstalet med fuktkvoten. I figur 2:7 visas detta för betong med tre olika typer av ballast samt cementbruk med kvartssand efter Campbell-Allen & Thorne /23/. Ökningen är approximativt linjär med fukthalten.

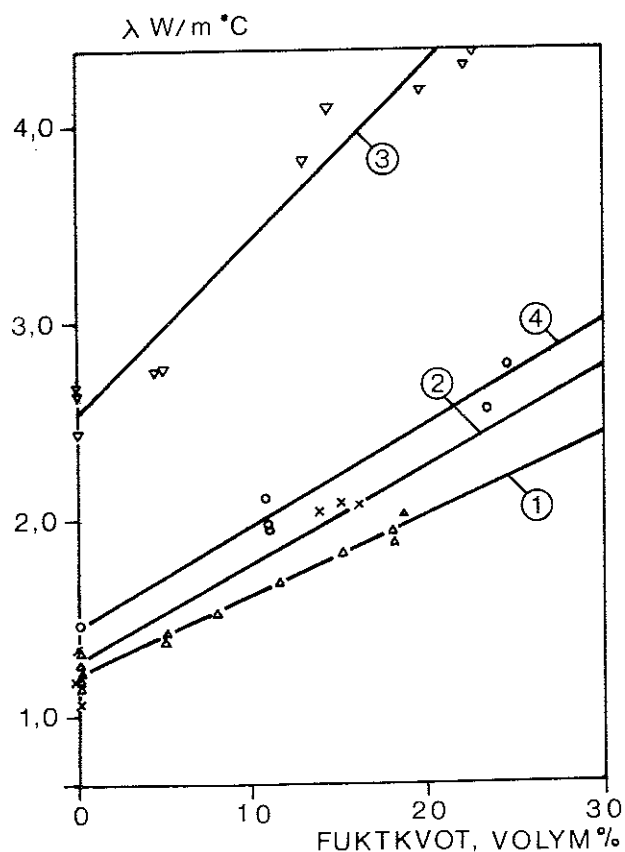


Fig 2:7 Värmeledningstalet λ vid rumstemperatur som funktion av fukttinnehållet, för betong med olika ballastmaterial.

1. Dolerit (magmatisk bergart utan kvarts, $\gamma = 2\,720\text{ kg/m}^3$).
Cement:ballast = 1:6,2, vct = 0,66
2. Baryt (bariumsulfat, $\gamma = 4\,250\text{ kg/m}^3$). Cement:ballast =
= 1:8,4, vct = 0,66
3. Hämatit ($\gamma = 4\,400\text{ kg/m}^3$). Cement:ballast = 1:8,6,
vct = 0,66
4. Kvartssand (cementbruk). Cement:sand = 1:2,3, vct =
= 0,67

En viss uppfattning om hur det förångningsbara vattnet påverkar värmeledningsegenskaperna får man av de mätningar som utförts av Maréchal /24/, se figur 2:8. Figuren visar λ -värdets beroende av

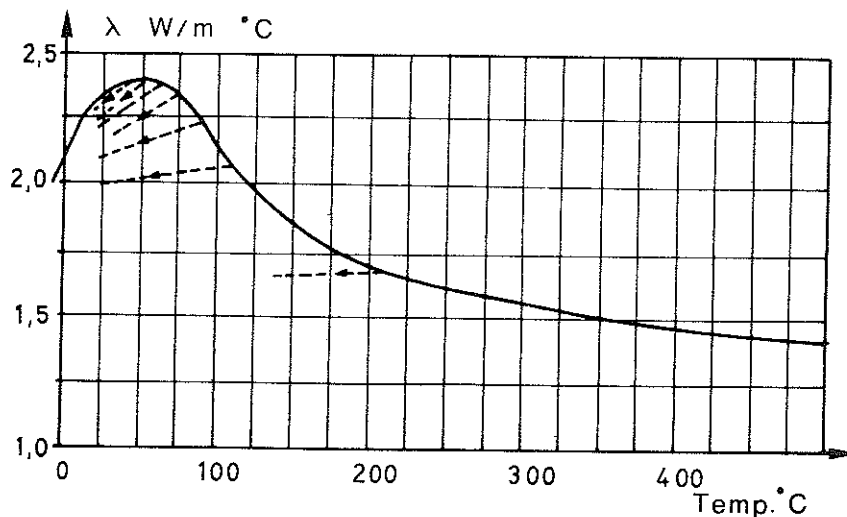


Fig 2:8 Värmeledningstalet λ som funktion av temperaturen för betong efter uttorkning till jämvikt vid respektive temperatur. Före uppvärmningen var betongen vattenmättad. Ballastmaterial: kvartsit. Streckade linjer avser avsvälning från olika maximala temperaturer.

temperaturen upp till 400°C för betong som vattenmättats i 98 % RH, 20°C. I området 20 - 150°C har mätningar gjorts vid täta temperaturintervaller. Mätningarna vid de olika temperaturnivåerna utfördes först sedan fuktjämvikt vid respektive temperatur uppnåtts. Temperaturgradienten vid mätningarna var den minsta möjliga (1°C/cm) för att undvika ojämn fuktfördelning i provkroppen. Under dessa förutsättningar ökar som framgår av fig 2:8 λ -värdet upp till 50°C, varefter en minskning sker på motsvarande sätt som visats i tidigare figurer.

Kurvans utseende i området 20 - 100°C avspeglar direkt fuktkvotens beroende av temperaturen. Fig 2:9 visar vattenbortgången hos ursprungligen mättad betong i fuktjämvikt vid olika temperaturer efter Maréchal /24/. Denna kurva har en tydlig brytpunkt vid ca 60°C, dvs vid samma temperatur som λ -värdet börjar minska i figur 2:8.

Det bör noteras att resultaten i fig 2:8 och 2:9 avser tillståndet vid en jämvikt som uppnås först efter lång tids temperatur-

påverkan. Vid ett instationärt förlopp existerar inget entydigt samband mellan fuktinnehåll och temperatur.

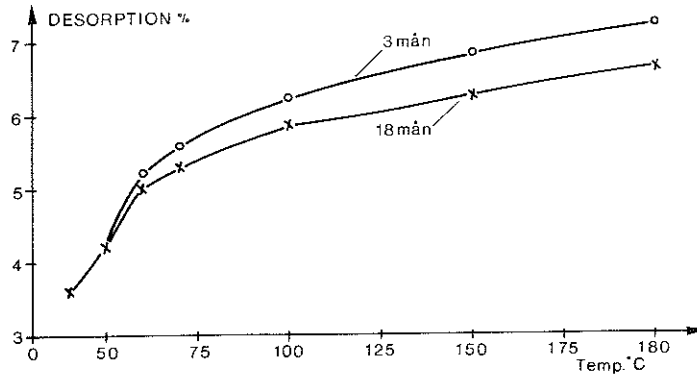


Fig 2:9 Mängd desorberat vatten efter uttorkning till jämvikt vid olika temperaturer för betong vid 3 respektive 18 mån ålder.

2.3.2 Specifikt värme, c_p och entalpi, i_v

Existerande mätningar av specifika värmets för betong vid höga temperaturer ger tyvärr ingen god beskrivning av det värme som lagras vid uppvärmning. Hittills använda mätmetoder medger inte mätning under uppvärmningen utan endast under avsvälningen. Därmed tas ingen hänsyn till irreversibla, exoterma eller endoterma reaktioner vid uppvärmningen, t ex förångningen av betongens fukt eller dehydratiseringen av kalciumhydroxiden.

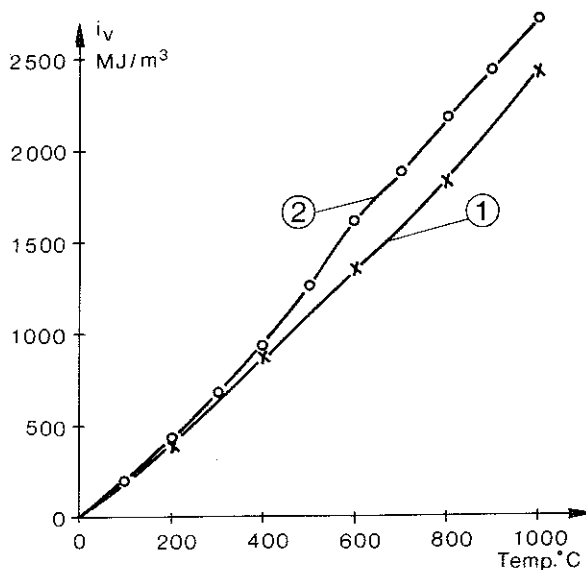


Fig 2:10
Entalpin i_v som funktion av temperaturen.
1. Uppmätt kurva, granitbetong med cement:ballast = 1:4,5, vct = 0,55, /19/.
2. Teoretiskt beräknad kurva /25/.

Exempel på mätningar av ovannämnda slag ges i figur 2:10, kurva 1, som visar uppmätt entalpi i_v som funktion av temperaturen för uttorkade provkroppar, /19/. I figur 2:11, kurva 1, redovisas samma mätvärden som specifikt värme, vilket fås ur lutningen på entalpi-kurvan. Det framgår att specifika värmets ökar något med temperaturen. Från /19/ framgår också att specifika värmets bestämt under avsvälning är praktiskt taget oberoende av betongens sammansättning.

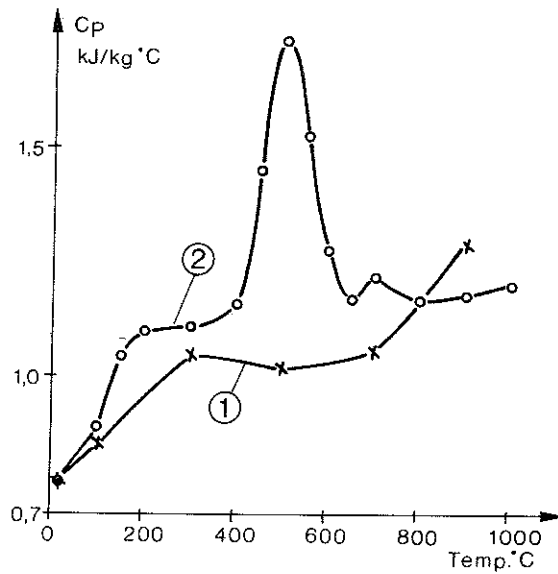


Fig 2:11
Specifika värmets c_p som funktion av temperaturen. Kurvorna svarar direkt mot respektive entalpi-kurva i fig 2:10.
1. Uppmätt kurva
2. Teoretiskt beräknad kurva

I avsaknad av experimentella data kan teoretiska beräkningar utförda av Harmathy /25/ ge en viss uppfattning om specifika värmets storlek under uppvärmningen. Via stökiometriska beräkningar och idealiserade antaganden om de reaktioner som äger rum under uppvärmningen, bestämmer Harmathy c_p som funktion av temperaturen för några olika antagna betongsammansättningar. I figur 2:11, kurva 2, visas en sålunda beräknad c_p -variation för en helt uttorkad betong med kvartsballast. Toppen på kurvan i området kring 500°C härrör från dehydratiseringen av $\text{Ca}(\text{OH})_2$ samt kvartsomvandlingen. Den beräknade kurvan kan jämföras med kurva 1 som svarar mot den uppmätta entalpi-kurvan i figur 2:10. Den största skillnaden mellan de båda kurvorna uppträder i området omkring 500°C, beroende på den latent värmemängden vid de båda nämnda reaktionerna.

Entalpi-kurvorna som svarar mot de båda c_p -kurvorna i fig 2:11 återges i fig 2:10. Härvid har använts värdet 2 300 kg/m³ för volymvikten oberoende av temperaturen. Vid temperaturer under

500°C fås ingen avgörande skillnad mellan de båda kurvorna och temperaturdifferensen vid samma värmeinhåll överstiger aldrig ca 100°C.

Hittills har endast uttorkat material diskuterats. Om materialet innehåller förångningsbart vatten förändras entalpikurvan ganska påtagligt i det område där detta vatten förångas. Det förångningsbara vattnet definieras som den vattenmängd som avgår vid långvarig uppvärmning till 105°C. Kvarvarande mängd vatten benämns icke-förångningsbart. Ur fysikalisk synpunkt är definitionen något godtyckligt vald, vilket framgår av figur 2:9. Den används dock här eftersom det allmänt vedertagna begreppet fuktkvot utgår från denna definition. Sålunda inkluderas i entalpikurvan för torr betong det icke-förångningsbara vattnets bidrag, medan det förångningsbara vattnets bidrag skall behandlas separat.

Man kan som i figur 2:1 förenklat anta att allt förångningsbart vatten avgår vid en bestämd temperatur t ex 100°C och förutsätta att värmemängden som erfordras bestäms av vattnets ångbildningsvärme vid normalt tryck och vid den aktuella temperaturen. Detta är i princip en felaktig bild, men eftersom den totala värmemängden som behövs för vattnets förångning är ungefär korrekt, kan modellen användas vid praktiska beräkningar med ganska gott resultat.

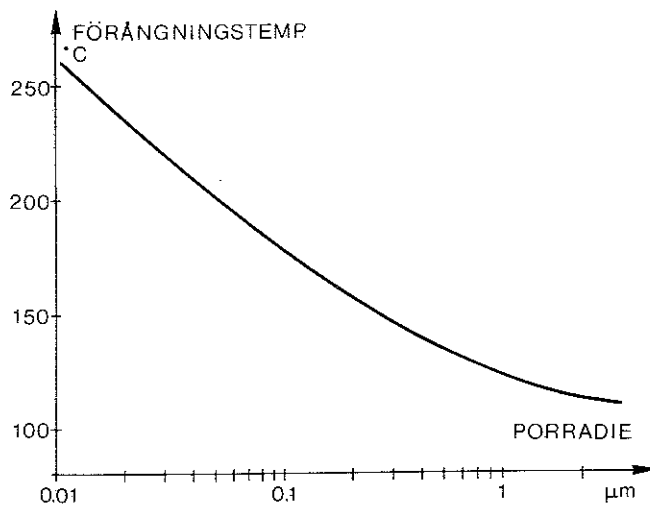


Fig 2:12
Förångningstemperaturen för kapillärt bundet vatten som funktion av porradien.

En något bättre modell kan erhållas om man tar hänsyn till att det kapillärt bundna vattnet på grund av kapillärkrafterna förångas vid högre temperatur än vattnet vid en fri vätskeyta. Waubke /61/ har angivit samband mellan porstorlek och förångningstemperatur med hänsyn tagen till ytspänningens temperaturberoende. Detta samband återges i figur 2:12. Utifrån denna kurva och med kännedom om fuktkvot och porstorleksfördelning kan det förångningsbara vattnets entalpikurva beräknas. Exempel på sådan beräkning visas i figur 2:13a med entalpin refererad till betongens

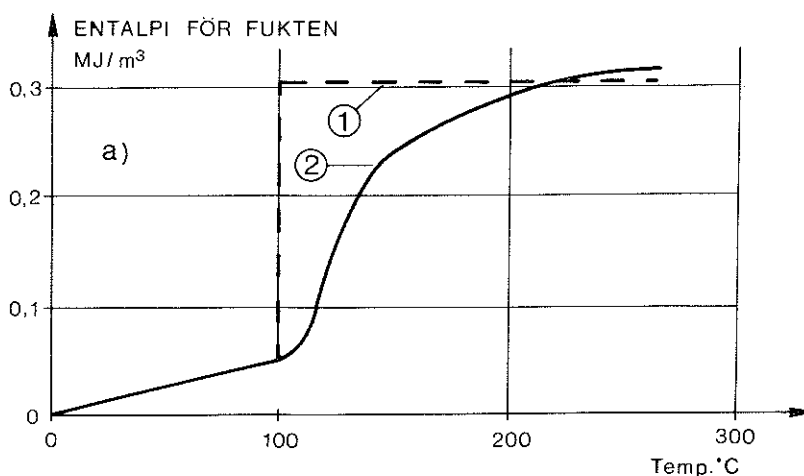


Fig 2:13 a) Entalpin för det förångningsbara vattnet i ett cementbruk som funktion av temperaturen vid en fuktkvot = 5%.

1. Under förutsättning att allt vatten förångas vid 100°C
2. Med hänsyn tagen till kapillärtryckets höjning av förångningstemperaturen

volym. Den använda porstorleksfördelningen som gäller vid rumstemperatur visas i figur 2:13b och avser cementbruk med kvartssand. Den ursprungliga fuktkvoten antas vara 5 % räknad på vikten. Det förutsätts att det förångningsbara vattnet förekommer i porer med diametern 0.01 μ och större och att samtliga porer med en viss storlek först är fyllda innan porer med närmast högre börjar fyllas. Detta innebär en approximation eftersom man då bortser från det vatten som adsorberats på porväggarna.

I ett praktiskt fall kan dessutom ett ångtryck byggas upp i por-systemet som medför en ytterligare höjning av förångningstemperaturen. Inverkan av detta varierar starkt från fall till fall men kan under vissa förutsättningar signifikant förskjuta entalpikur-

van. Porsystemets förändring med temperaturen är en annan osäkerhetsfaktor.

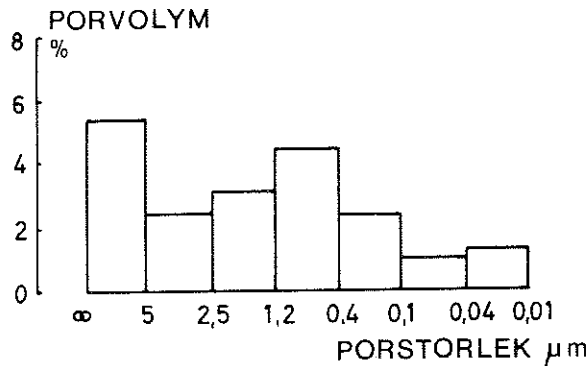


Fig 2:13 b)
 Porstorleksfördelning använd vid beräkningen av entalpin i fig a /13/.
 Total porvolym: 21 %.
 Cementbruk med förhållandet kvartssand:cement = 1:2,5, vct = 0,65.

b)

Entalpi kurvan för fuktig betong erhålles genom direkt överlagring av fuktens och den torra betongens entalpi kurvor. Genom att förutsätta att fuktkvoten är konstant i varje punkt under hela temperaturförloppet kan man använda denna entalpi kurva för temperaturfältsberäkningen. Förutsättningen kan motiveras om inte temperaturer i området 100 - 200°C skall detaljstuderas. I själva verket kan dock en betydande fukttransport äga rum innan vattnet hinner förångas. Dessutom medför en transport av fukt samtidigt en transport av värme, vilket ökar komplikationerna vid beräkningarna. Någon teori för kombinerad värme- och fukttransport, som är tillämplig vid höga temperaturer, föreligger såvitt känt inte.

2.4 Analytiska och grafiska metoder för överslagsberäkning av temperaturfält

2.4.1 Allmänt

Värmeledningsekvationen (2:1) kan lösas analytiskt eller grafiskt för ett antal specialfall. Sådana lösningar ges i allmänhet i textböcker som behandlar värmetransport. I detta avsnitt skall redovisas en del sådana lösningar som kan vara användbara för att snabbt och utan tillgång till dator göra approximativa beräkningar av instationära temperaturfält i betongkonstruktioner. Flertalet lösningar har hämtats från /14/.

De specialfall som anges nedan förekommer sällan exakt i verklig-

heten. För överslagsberäkningar kan dock i många fall approximationer göras så att specialfallens lösningar kan utnyttjas. Approximationerna kan avse geometri, termiska egenskaper hos materialet, värmeövergångsförhållanden samt tidsvariationen för den yttre termiska påverkan. I anslutning till redovisningen ges exempel på överslagsberäkningar, i vissa fall tillsammans med jämförelser med de exakta lösningarna.

2.4.2 Endimensionell värmeströmning i ett halvoändligt medium

Eftersom betongkonstruktioner ofta har en massiv karaktär kan det vara relevant att använda lösningar för det halvoändliga fallet. Detta gäller naturligtvis förutsatt att förloppet eller tidsintervallet som studeras inte är alltför långvarigt. En vägg med en viss tjocklek t ex som utsätts för en temperaturändring på ena sidan fungerar i termiskt hänseende som ett halvoändligt medium fram till dess att temperaturändringen når andra sidan. I de fall man huvudsakligen är intresserad av denna period kan man således utnyttja lösningar som gäller för det halvoändliga fallet. Av resultatet framgår också direkt när lösningen inte längre gäller.

2.4.2.1 Halvoändligt medium $x \geq 0$. Begynnelse-temperatur 0 vid $t = 0$. Momentan höjning av temperaturen vid ytan $x = 0$ till ϑ_w , som därefter hålls konstant. Konstant diffusivitet a

Under dessa förutsättningar fås temperaturen ϑ_x på avståndet x från ytan efter tiden t ur

$$\vartheta_x = \vartheta_w \cdot \operatorname{erfc} \frac{x}{2\sqrt{a \cdot t}} \quad (2:9)$$

där

$$\operatorname{erfc} y = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} e^{-\eta^2} d\eta = 1 - \operatorname{erf} y$$

$$\text{och } a = \lambda / \gamma c_p \quad (\text{m}^2/\text{s})$$

Funktionen erf är normalfördelningsfunktionen (error function).
 Både erf och erfc finns tabellerade i matematiska standardverk.
 Ekv (2:9) redovisas i figur 2:14 som en kurva med $\frac{\vartheta_x}{\vartheta_w}$ som funktion

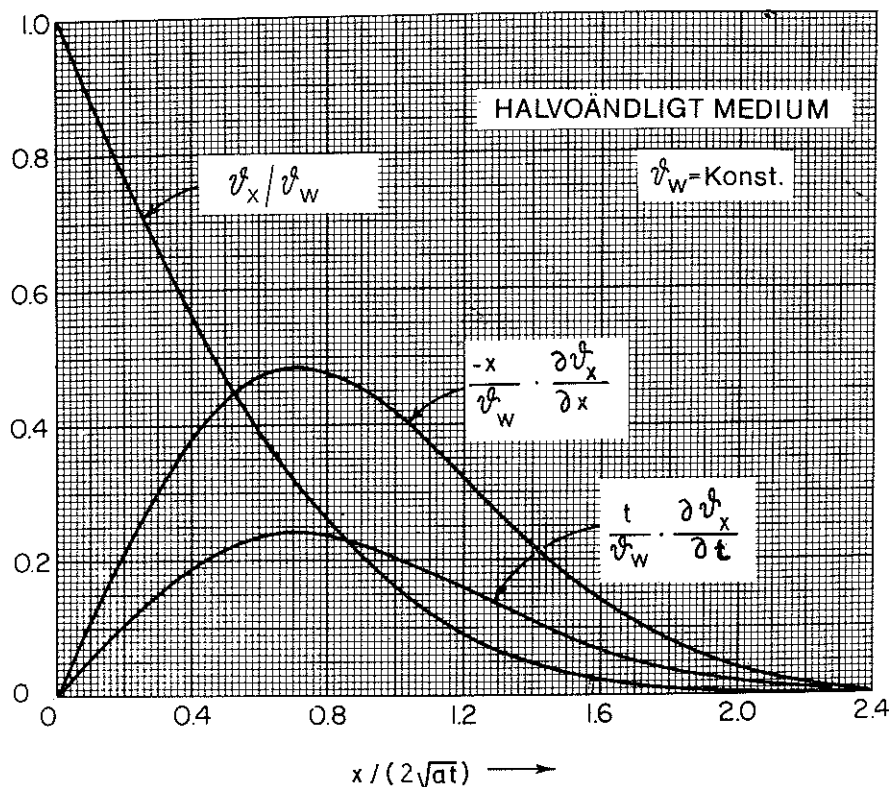


Fig 2:14 Termisk respons för halvoändligt medium efter momentan höjning av ytttemperaturen från 0 till ϑ_w .

av faktorn $\frac{x}{2\sqrt{at}}$. I samma diagram ges som funktion av samma faktor temperaturgradienten och uppvärmningshastigheten, redovisade som

$$-\frac{x}{\vartheta_w} \cdot \frac{\partial \vartheta_x}{\partial x} \text{ respektive } \frac{t}{\vartheta_w} \cdot \frac{\partial \vartheta_x}{\partial t}$$

Om man vill ha ett explicit uttryck i stället för ekv (2:9) kan man approximativt skriva

$$\vartheta_x = \vartheta_w \left(1 - \frac{x}{3.363\sqrt{at}}\right)^2 \quad (2:10)$$

Skillnaden mellan (2:9) och (2:10) är praktiskt försumbar.

2.4.2.2 Samma som 2.4.2.1 men temperaturen vid ytan $x = 0$ minskar åter momentant till 0 vid tiden t_r

I detta fall fås temperaturen ur följande uttryck:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_x &= \vartheta_w \cdot \operatorname{erfc} \frac{x}{2\sqrt{at}} \quad \text{för } 0 \leq t \leq t_r \\ \vartheta_x &= \vartheta_w \left[\operatorname{erfc} \frac{x}{2\sqrt{at}} - \operatorname{erfc} \frac{x}{2\sqrt{a(t-t_r)}} \right] \quad \text{för } t \geq t_r \end{aligned} \right\} \quad (2:11)$$

Ekv (2:11) kan utvärderas enkelt med hjälp av figur 2:14. Det är alltså fråga om en rektangulär temperaturpuls på ytan med varaktigheten t_r och amplituden ϑ_w . Detta ger en motsvarande puls i varje punkt $x \geq 0$ med en viss fördröjning. Maximala temperaturen i en godtyckligt vald punkt x uppnås först efter att tiden t_r passerats och senare ju större x är. Om man bara är intresserad av maximala temperaturen i någon punkt och inte hela tidsförloppet, kan man ur diagrammet i figur 2:15 erhålla den tidpunkt t_{\max} ,

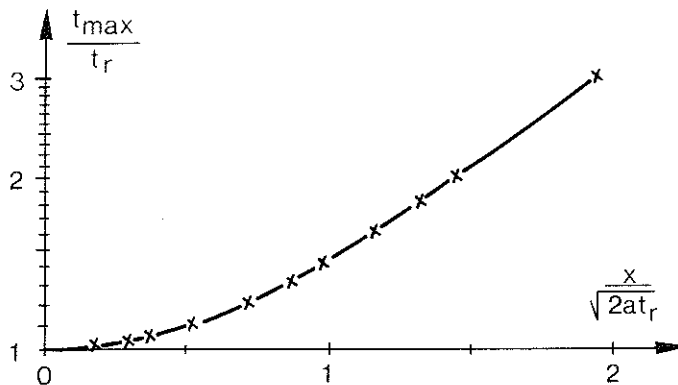


Fig 2:15 Tidpunkten t_{\max} då maximal temperatur inträffar som funktion av avståndet från ytan. t_r = varaktighet av rektangulär temperaturpuls vid ytan.

för vilken detta inträffar. $\frac{t_{\max}}{t_r}$, som ges som funktion av faktorn $x/2\sqrt{at_r}$, har härletts genom derivering av (2:11) med funktionen erfc approximerad enligt ekv (2:10).

Exempel 1

Ett 16 cm betongbjälklag utsätts för brandpåverkan från en sida. Branden karakteriseras av en gastemperatur-tidkurva enligt kurva 1 i figur 2:16a. Värmeledningstalet λ varierar med temperaturen enligt figur 2:16b, $c_p = 880 \text{ J/kg}$, $\gamma = 2\,300 \text{ kg/m}^3$. Vi söker dels

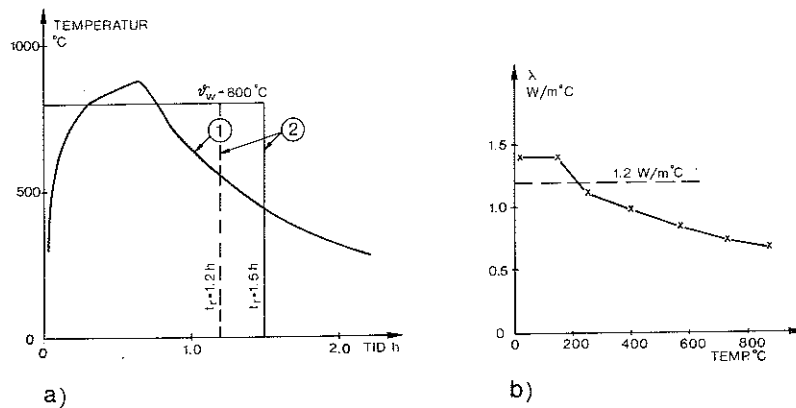


Fig 2:16 a) Tid-temperaturkurva enligt förutsättningarna i exempel 1 (kurva 1) samt förenklad temperaturvariation använd i överslagsberäkningen (kurva 2).
 b) Värmeledningstalets λ variation med temperaturen förutsatt i exempel 1. För överslagsberäkning väljs konstant värde $1,2 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$.

den tidpunkt då temperaturen i armeringsjärnens nivå (2 cm innanför ytan) uppnår 500°C och dels maximala temperaturen i varje punkt i bjälklaget under hela förloppet.

För överslagsberäkningen approximeras gastemperatur-tidkurvan i figur 2:16a med en rektangulär puls (kurva 2) med $\vartheta_w = 800^\circ\text{C}$ och varaktighet $t_r = 1,5 \text{ h}$. Värmeledningstalet λ sätts konstant = $1,2 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$. Approximationerna har därmed valts så att resultaten blir på säkra sidan.

Diffusiviteten beräknas:

$$a = \frac{\lambda}{\gamma \cdot c_p} = \frac{1,2}{2\,300 \cdot 880} = 0,59 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Med $\vartheta_x = 500^\circ\text{C}$ fås $\vartheta_x / \vartheta_w = 0,625$, vilket enligt diagram 2:14 ger $x/2\sqrt{at} = 0,34$. Detta ger, med $x = 0,02 \text{ m}$, $t_{500} = 1\,460 \text{ s} = 24 \text{ min}$. Den tidpunkt t_{\max} , då maximal temperatur uppnås i olika punkter, fås ur diagram 2:15 som funktion av $x/2\sqrt{at_r}$ och redovisas i figur

2:17a som funktion av x . Med t_{\max} känd kan ekv (2:11) användas för bestämning av \dot{v}_{\max} , som återges i figur 2:17a som funktion av x . I figur 2:17a har också getts resultaten av motsvarande beräkning för $t_r = 1,2$ h, för att illustrera den inverkan som varlet av t_r har. Man kan konstatera att maximitemperaturerna är relativt okänsliga för en ändring av t_r .

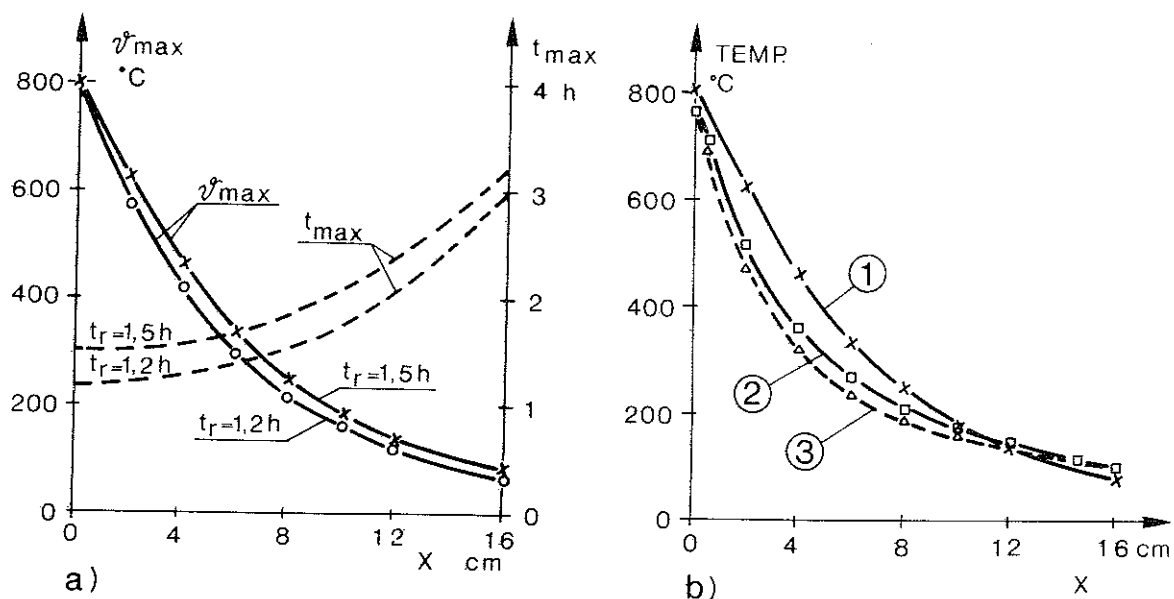


Fig 2:17 Maximala temperaturer som funktion av avståndet x från den varma ytan.

a) Överslagsberäkning med temperaturvariationen approximerad till en rektangulär temperaturpuls med varaktigheten $t_r = 1,5$ eller $1,2$ h.

b) Jämförelse med "exakt" beräkning över dator.

Kurva 1: Överslagsberäkning enligt fig a med $t_r = 1,5$ h

Kurva 2: Exakt beräkning med \dot{v}_g enligt fig 2:16a,

kurva 1 och konstant $\lambda = 1,2$ W/m. $^{\circ}$ C

Kurva 3: D:o med temperaturberoende λ enligt figur 2:16b

För jämförelse har exemplet beräknats med dator med en gastemperatur-tidvariation enligt kurva 1 i figur 2:16a och med realistiska värmeövergångsförhållanden på såväl den varma som den kalla sidan av bjälklaget. Beräkningen utfördes dels med konstant $\lambda = 1,2$ W/m. $^{\circ}$ C och dels med temperaturberoende λ enligt figur 2:16b.

Resultaten redovisas i figur 2:17b (kurva 2 respektive 3). Man ser att den förenklade beräkningen (kurva 1) ger en god uppfattning om maximitemperaturerna i betongbjälklaget. Den ger dock något för höga temperaturer främst beroende på att värmeövergångsmotståndet försummas.

Vid de exakta beräkningarna erhöles värdet t_{500} till 42 min för fallet $\lambda = 1,2 \text{ W/m}\cdot\text{C}$, medan för fallet med temperaturberoende λ temperaturen aldrig når värdet 500°C . Den förenklade beräkningen med $t_{500} = 24 \text{ min}$ ger alltså ett ganska stort fel, vad gäller tidpunkten då temperaturen 500°C uppnås. Felet beror dels på att temperaturvariationen förenklats och värmeövergångsmotståndet försummas och dels på att λ antagits konstant. Vid beräkning av temperaturer i punkter nära ytan fordras alltså ganska exakta uppgifter om temperaturförhållanden och termiska egenskaper.

2.4.2.3 Halvoändligt medium $x \geq 0$. Begynnelse-temperatur 0 vid $t = 0$. Momentan höjning av temperaturen vid ytan $x = 0$ till ϑ_w^0 , som därefter hålls konstant. Materialet undergår fasförändring vid temperaturen ϑ_d^0 med latent värmeåtgång $H \text{ J/kg}$.
 Diffusivitet: a_2 för $0 \leq \vartheta_x \leq \vartheta_d^0$,
 a_1 för $\vartheta_x \geq \vartheta_d^0$

Lösningen till detta fall sammanfattas i figur 2:18a-c. Följande beteckningar införes:

$$\begin{aligned} \ell &= k \cdot \sqrt{t} \\ v &= \frac{k}{2\sqrt{t}} \end{aligned} \tag{2:12}$$

där

ℓ = fasförändringens inträngningsdjup

v = hastigheten för fasförändringens inträngning

k = konstant

Diagram 2:18a gäller för område 1 ($0 \leq x \leq \ell$, $\vartheta_x \geq \vartheta_d^0$) och 2:18b

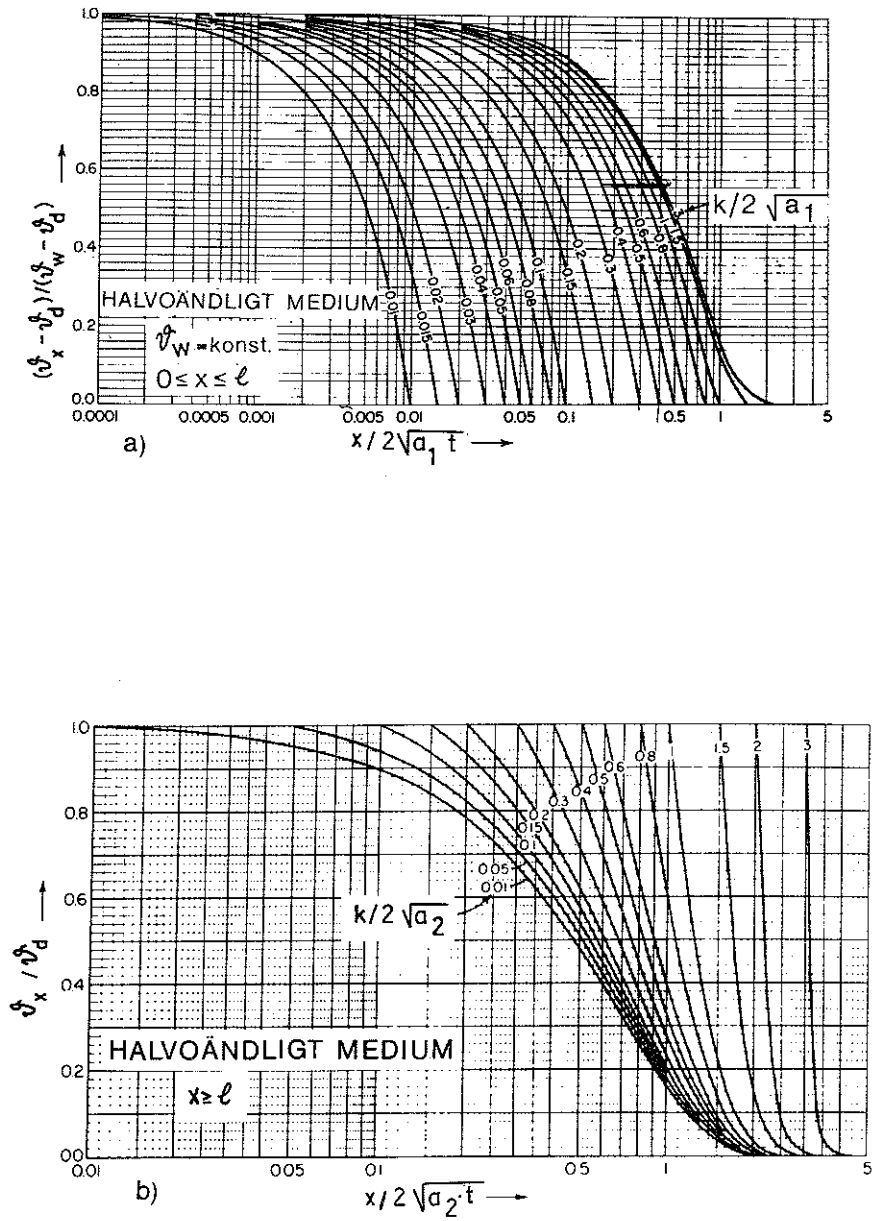


Fig 2:18 Termisk respons för halvoändligt medium efter momentan höjning av yttemperaturen till ϑ_w . Materialet undergår fasförändring vid temperaturen ϑ_d med latent värmeåtgång H J/kg.

- a) Zon 1, $\vartheta \geq \vartheta_d$, $0 \leq x \leq l$ med diffusivitet a_1
 b) Zon 2, $0 \leq \vartheta \leq \vartheta_d$, $x \geq l$ med diffusivitet a_2

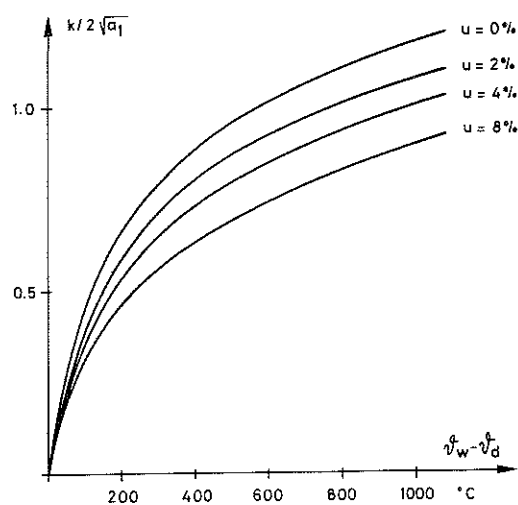


Fig 2:18 c)
Faktorn $k/2\sqrt{a_1}$ som funktion av $\theta_w - \theta_d$ för olika fuktkvoter u

c)

gäller för område 2 ($x \geq l$, $0 \leq \theta_x \leq \theta_d$). Som ingångsparametrar används $x/2\sqrt{a_1 \cdot t}$ och $k/2\sqrt{a_1}$ respektive $x/2\sqrt{a_2 \cdot t}$ och $k/2\sqrt{a_2}$. Värdet på k fås ur följande uttryck:

$$\frac{\exp(-k^2/4a_1)}{\operatorname{erf}(k/2\sqrt{a_1})} - \sqrt{\frac{\gamma_2 c_{p2} \lambda_2}{\gamma_1 c_p \lambda_1}} \cdot \left(\frac{\theta_d}{\theta_w - \theta_d} \right) \cdot \frac{\exp(-k^2/4a_2)}{\operatorname{erfc}(k/2\sqrt{a_2})} =$$

$$= \frac{\sqrt{\pi \gamma_1 / c_{p1} \lambda_1} \cdot H}{2(\theta_w - \theta_d)} \cdot k \quad (2:13)$$

Index 1 avser $0 \leq x \leq l$ och index 2 $x \geq l$. Om ovanstående tillämpas på fuktig betong med fuktkvoten u och om man antar att all fukt förångas vid 100°C fås

$$\theta_d^f = 100^\circ\text{C}$$

$$H = 2,257 \cdot 10^6 \cdot u \text{ J/kg}$$

Om man dessutom antar att $\lambda_2 = 1.4\lambda_1$, vilket kan anses vara ungefär representativt för betong, kan man lösa ekv (2:13) för olika värden på u . Resultatet ges i figur 2:18c, där värdet på $k/2\sqrt{a_1}$ ges som funktion av $\theta_w^f - \theta_d^f$ för olika värdena på u .

Exempel 2

Beräkna för bjälklaget i exempel 1 den tidpunkt t_{500} , då temperaturen uppgår till 500°C 2 cm innanför ytan, som funktion av fukt-

kvoten u i betongen.

$$\vartheta_w = 800^\circ\text{C}$$

$$\vartheta_d = 100^\circ\text{C}$$

$$\lambda_1 = 1,0 \text{ W/m}\cdot^\circ\text{C}$$

$$\lambda_2 = 1,4 \text{ W/m}\cdot^\circ\text{C}$$

Värden på $k/2\sqrt{a_1}$ för olika u fås ur 2:18c. Ur 2:18a erhålles de värden på $x/2\sqrt{a_1 t}$ som svarar mot $\vartheta_x = 500^\circ\text{C}$. Med $x = 0,02 \text{ m}$ och $a_1 = 1,0/880 \cdot 2 \cdot 300 = 0,49 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ erhålles de värden på t_{500} , som ges i tabell 2.1. Jämför beräkningen i exempel 1!

u (%)	$\frac{k}{2\sqrt{a_1}}$	$\frac{x}{2\sqrt{a_1 t}}$	t_{500} (min)
0	1,07	0,35	28
2	0,97	0,33	31
4	0,89	0,31	35
8	0,80	0,30	38

Tabell 2.1

2.4.3 Endimensionell strömning mellan två parallella plan

2.4.3.1 Vägg med tjocklek δ . Begynnelse-temperatur 0 vid $t = 0$. Momentan höjning av temperaturen vid ytan $x = 0$ till ϑ_w , som därefter hålls konstant. Konstant diffusivitet a

I de fall då en vägg eller platta ej kan behandlas som ett halv-
oändligt medium i termiskt hänseende kan diagram 2:19a eller b användas. Förhållandet ϑ_x/ϑ_w ges i figur a som en funktion av faktorn $a \cdot t/\delta^2$ för olika värden på x/δ för fullständigt isolerad frånsida. I figur b ges temperaturen vid oisolerad frånsida under förutsättning att lufttemperaturen vid frånsidan är 0 och värmeövergångstalet är α_u .

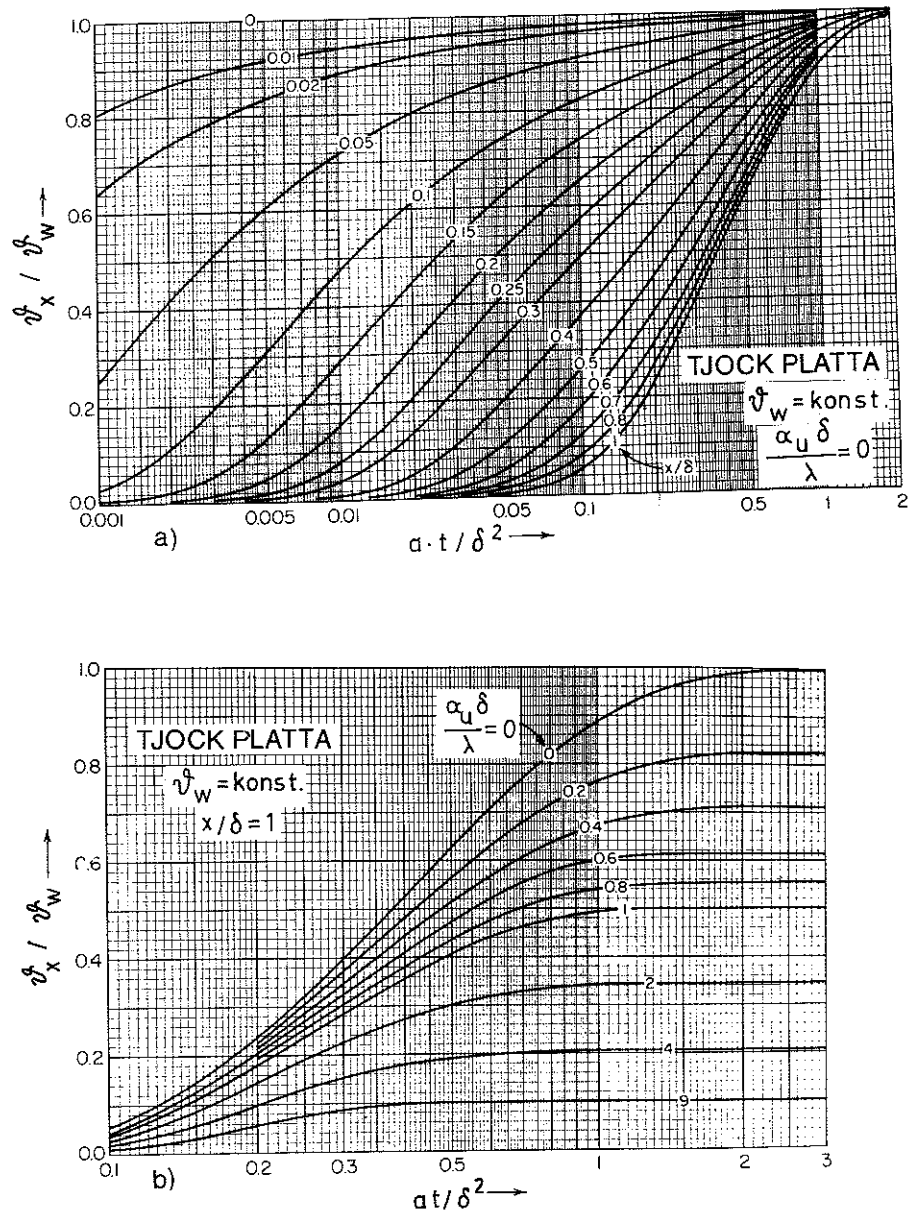


Fig 2:19 Termisk respons för platta ($0 \leq x \leq \delta$) efter momentan höjning av ytemperaturen (vid $x = 0$) från 0 till ϑ_w .
 a) Isolerad frånsida ($q = 0$ vid $x = \delta$)
 b) Frånsidan i kontakt med luft med temperatur $\vartheta_a = 0$.
 Värmeövergångsmotstånd vid frånsidan: α_u

För jämförelse beräknas temperaturen på ovansidan av bjälklaget i exempel 1 med hjälp av diagrammen 2:19a respektive b. Värmeövergångstalet α_u sätts till dels 10 och dels 20 $\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$, vilka värden är ungefär av den storleksordning som kan förekomma i praktiken. Jämförelsen görs vid samma tidpunkt som då maximal temperatur uppnås vid frånsidan i exempel 1, nämligen vid 3 h ($t_p = 1,2$ h).

$$a \cdot t / \delta^2 = \frac{0,59 \cdot 10^{-6} \cdot 1,08 \cdot 10^4}{0,16^2} = 0,25$$

$$\alpha_u \cdot \delta / \lambda = \frac{10 \cdot 0,16}{1,2} = 1,33$$

$$x / 2\sqrt{at} = \frac{0,16}{2 \sqrt{0,59 \cdot 10^{-6} \cdot 1,08 \cdot 10^4}} = 1,0$$

Isolerad frånsida: $\vartheta_\delta = 256^\circ\text{C}$

Oisolerad frånsida, $\alpha_u = 10$: $\vartheta_\delta = 176^\circ\text{C}$

Oisolerad frånsida, $\alpha_u = 20$: $\vartheta_\delta = 136^\circ\text{C}$

Dessa värden gäller alltså då temperaturen på den varma ytan momentant höjs till 800°C och därefter hålls konstant. Temperaturen på frånsidan är som synes starkt beroende av randvillkoren. Det är dessutom svårt att välja ett realistiskt, konstant värde för α_u eftersom det är ganska kraftigt temperaturberoende. Ödeen /12/ föreslår följande uttryck:

$$\alpha_u = 8,7 + \frac{\epsilon_r \cdot 5,75}{\vartheta_\delta - \vartheta_a} \left[\left(\frac{\vartheta_\delta + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{\vartheta_a + 273}{100} \right)^4 \right] \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \quad (2:14)$$

där

$$\epsilon_r = 0,6 \text{ (resulterande emissionstalet)}$$

$$\vartheta_\delta = \text{frånsidans yttemperatur}$$

$$\vartheta_a = \text{lufttemperatur vid frånsidan}$$

En datorberäkning med α_u enligt ekv (2:14) men med i övrigt lika förutsättningar som fallet "oisolerad frånsida" ovan ger $\vartheta_\delta = 153^\circ\text{C}$. Detta värde faller mellan de värden, som fås med $\alpha_u = 10$ respektive $20 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$.

Ovanstående kan jämföras med en beräkning för ett halvoändligt medium. Med samma yttemperaturvariation och med samma termiska egenskaper som ovan fås temperaturen på ett avstånd från ytan lika med väggens tjocklek och vid samma tidpunkt (3 h) till 128°C . Detta värde är alltså något lägre än samtliga alternativ ovan, vilket innebär att en betongmassa har lägre "motstånd" mot värme-

strömning än en yta i kontakt med luft vid rumstemperatur. Vid högre temperaturer vid väggens frånsida blir förhållandet dock det motsatta.

Mot bakgrund av ovanstående kan man dra slutsatsen att om en ändlig vägg med oisolerad frånsida beräknas som ett halvoändligt medium blir felet på något avstånd från bortre väggytan av ringa betydelse.

2.4.3.2 Binder - Schmidts metod

Denna metod avser endimensionell värmeledning och fordrar temperaturoberoende termiska egenskaper. Fördelen är att randtemperaturerna kan variera godtyckligt. Väggen indelas i n parallella element, alla med tjockleken Δx . Allmänna värmeledningsekvationen kan då skrivas i explicit differensform enligt följande:

$$v_m^t(t + \Delta t) = \frac{1}{M} \left[v_{m+1}^t(t) + v_{m-1}^t(t) + \left(\frac{M-2}{M}\right) v_m^t(t) \right] \quad (2:15)$$

där

v_m^t = temperatur i nodpunkt m

Δt = tidssteget

$$M = \Delta x^2 / a \cdot \Delta t$$

Om man sätter $M = 2$ fås

$$v_m^t(t + \Delta t) = \frac{1}{2} \left[v_{m+1}^t(t) + v_{m-1}^t(t) \right] \quad (2:16)$$

dvs temperaturen i en viss punkt vid tiden $t + \Delta t$ är lika med aritmetiska medelvärdet av temperaturerna i angränsande punkter vid tiden t , förutsatt att $\Delta x^2 / a \cdot \Delta t = 2$.

Metoden är lämplig för grafisk konstruktion, vilket illustreras principiellt i figur 2:20. Av denna figur framgår också hur man kan behandla värmeövergång vid en yta med denna metod. Metoden beskrivs detaljerat i handboken Bygg 1A: 135.38.

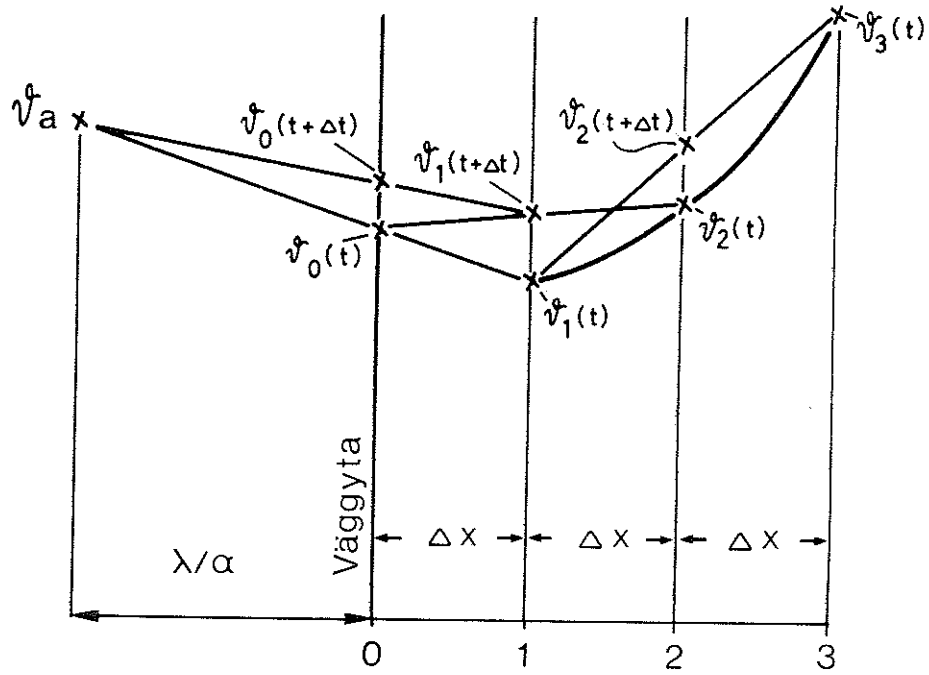


Fig 2:20 Grafisk lösning av värmeledningsekvationen enligt Binder-Schmidts metod.

2.4.4 Flerdimensionell värmeströmning

Vissa två- och tredimensionella fall kan lösas genom överlagring av elementarfall. I figur 2:21 visas ett antal fall, vars lösning kan erhållas utifrån de två grundfallen semiinfinit medium ($S(X)$) och symmetriskt uppvärmd oändlig platta ($P(Fo, \frac{x}{\delta})$). Samtliga fall gäller för konstant diffusivitet a och momentan höjning av temperaturen från 0 till v_w vid samtliga begränsningsytor, varefter denna temperatur bibehålles.

Beteckningar:

$$X_i = x_i / 2\sqrt{at}$$

$$Fo = at / \delta^2 \text{ (Fouriers tal)}$$

S = semiinfinit medium

P = oändlig platta, symmetriskt uppvärmd

$$T = \frac{v - v_w}{-v_w} = 1 - \frac{v}{v_w}$$

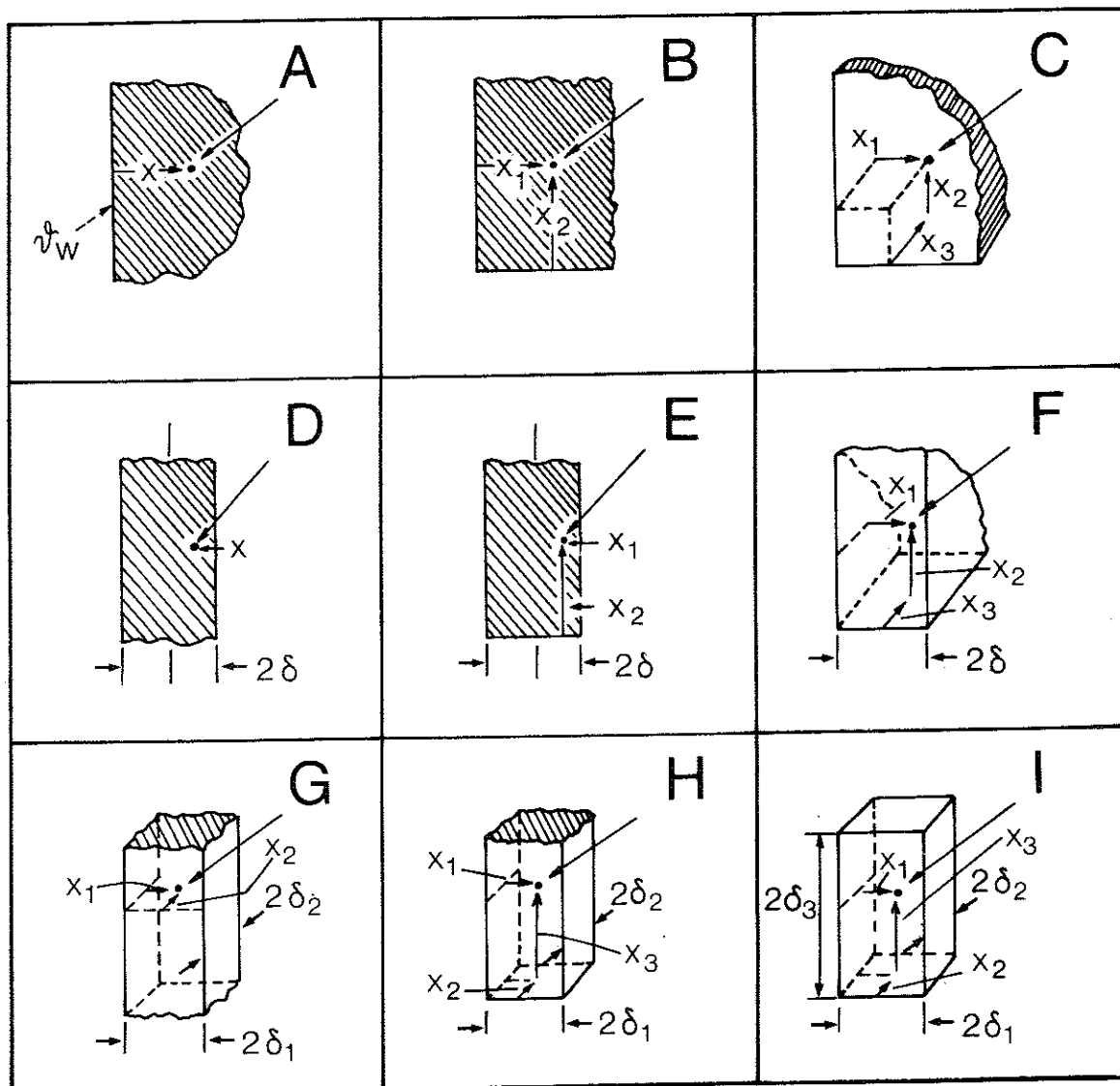


Fig 2:21 Produktlösningar för två- och tredimensionell värmeledning i olika kroppar.

- A. Halvoändligt medium: $T = S(X)$
- B. Kvartsoändligt medium: $T = S(X_1) \cdot S(X_2)$
- C. Åttodelsoändligt medium: $T = S(X_1) \cdot S(X_2) \cdot S(X_3)$
- D. Oändlig platta: $T = P(Fo, x/\delta)$
- E. Halvoändlig platta: $T = P(Fo_1, x_1/\delta) \cdot S(X_2)$
- F. Kvartsoändlig platta: $T = P(Fo_1, x_1/\delta) \cdot S(X_2) \cdot S(X_3)$
- G. Oändlig rektangulär stång: $T = P(Fo_1, x_1/\delta_1) \cdot P(Fo_2, x_2/\delta_2)$
- H. Halvoändlig rektangulär stång:
 $T = P(Fo_1, x_1/\delta_1) \cdot P(Fo_2, x_2/\delta_2) \cdot S(X_3)$
- I. Rektangulär parallelepiped:
 $T = P(Fo_1, x_1/\delta_1) \cdot P(Fo_2, x_2/\delta_2) \cdot P(Fo_3, x_3/\delta_3)$

Funktionen $S(X)$ är lika med $1 - \text{erfc}(X)$ och kan beräknas med hjälp av diagram 2:14. $P(Fo, \frac{x_i}{\delta})$ är lika med $1 - (\frac{v}{v_w})_{\text{platta}}$, där $(\frac{v}{v_w})_{\text{platta}}$ erhålles ur diagram 2:19a som funktion av Fo och x/δ .

Exempel

En T-balk enligt figur 2:22a utsätts för brandpåverkan enligt figur 2:22b. Balkens bärförmåga kan anses direkt proportionell mot järn-

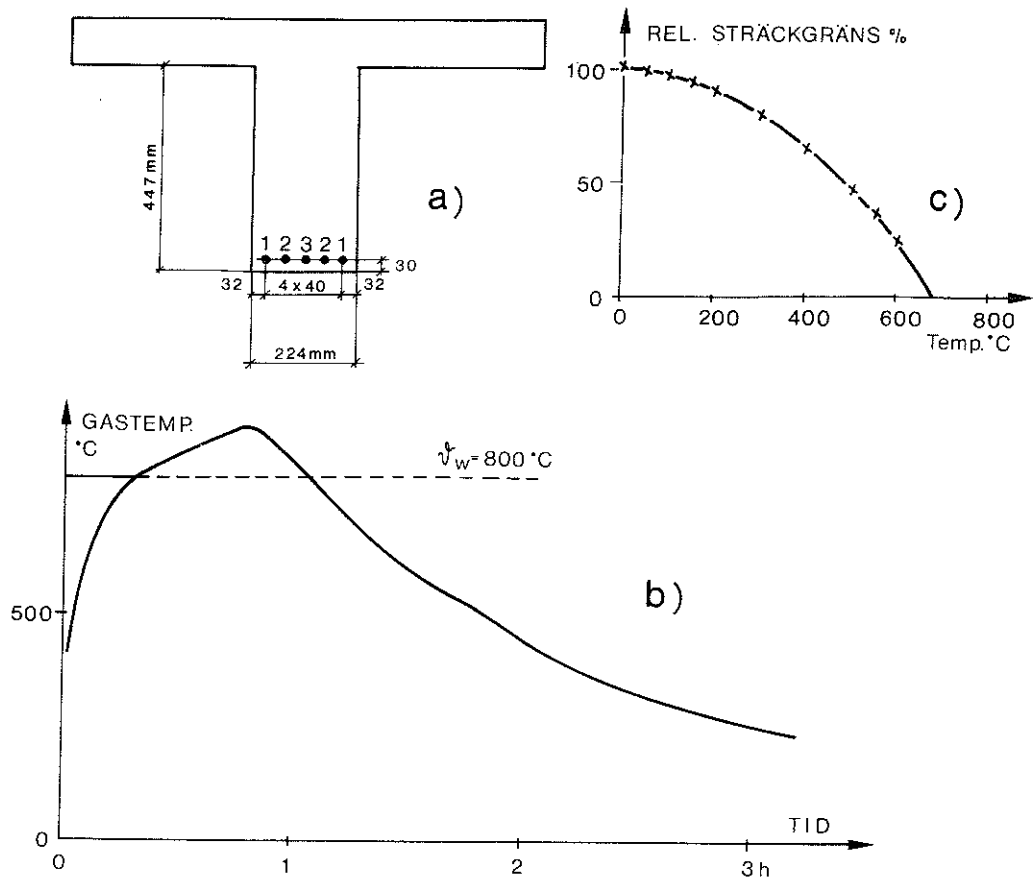


Fig 2:22 Förutsättningar för exempel i avsnitt 2.4.4.
 a) Balkens mått och armeringsjärnens placering. Alla mått räknas från centrum av respektive järn
 b) Gastemperatur-tidkurva för branden
 c) Armeringsstålets sträckgräns (0.2-gräns) som funktion av temperaturen

nens dragkraftupptagande förmåga (jämför avsnitt 5.2). Utnyttjandegraden före branden är 50 %, vilket innebär att när sträckgränsen i de 5 armeringsjärnen i genomsnitt reducerats till 50 % sker kollaps. Sträckgränsens beroende av temperaturen ges av figur

2:22c och betongens termiska egenskaper är samma som i exempel 1. För beräkningen antages en momentan höjning av yttemperaturen till $\psi_w^0 = 800^\circ\text{C}$. Därefter beräknas armeringsjärnens temperatur och genomsnittliga bärförmåga vid olika tidpunkter. Beräkningen framgår av tabell 2.2. Resultaten för den exakta beräkningen över dator har hämtats från /26/.

Tid	Järn nr	X	Fo	$\frac{x_i}{\delta}$	S(X)	$P(Fo, \frac{x_i}{\delta})$	S·P	ψ	σ_s %	Exakt ber	σ_s %
	1	0,46	0,0846	0,29	0,5	0,53	0,265	588	28	400	65
0,5 h	2	0,46	0,0846	0,64	0,5	0,87	0,435	452	58	300	80
	3	0,46	0,0846	1	0,5	0,96	0,48	416	63	270	84
	Medel								47		75
	1	0,325	0,17	0,29	0,35	0,43	0,15	680	0	600	25
1,0 h	2	0,325	0,17	0,64	0,35	0,77	0,27	584	29	500	47
	3	0,325	0,17	1	0,35	0,89	0,31	552	37	470	54
	Medel								19		39,6

Tabell 2.2

Den approximativa beräkningen visar att kollaps inträffar redan efter 1/2 h vid konstant yttemperatur 800°C . Man kan därför dra slutsatsen att balken inte klarar en brand enligt figur 2:21b, vilket bekräftas av en exakt beräkning. Den approximativa beräkningen ger konservativa värden jämfört med en exakt datorberäkning. Detta beror främst på att värmeövergångsmotståndet försummas i den approximativa behandlingen. Skillnaden är också större i början på grund av den momentana temperaturhöjningen som förutsätts vid överslagsberäkningen. Om den momentana temperaturhöjningen sker vid $t = 0,1$ h i stället för vid $t = 0$ fås järntemperaturerna ψ_s^0 till 500, 352, 312 efter 0,5 h, vilket är väsentligt närmare de exakt beräknade. Genomsnittlig bärförmåga blir då 63 % efter 0,5 h.

3 MEKANISKA EGENSKAPER HOS BETONG OCH ARMERING VID HÖGA TEMPERATURER

3.1 Förändringar i betongens material- struktur vid höga temperaturer

Inverkan av en uppvärmning till höga temperaturer på materialet betong kan sammanfattas enligt följande:

- 1) Fysikaliska och kemiska förändringar av delmaterialen cementpasta och ballast.
- 2) Inre spänningar och sprickbildning på grund av skillnader i delmaterialens termiska dilatation.

3. 1.1 Fysikaliska och kemiska föränd- ringar av cementpasta och ballast

Cementpastan förändras främst genom att en kontinuerlig dehydratisering sker med ökande temperatur. Vid uppvärmning från normal temperatur till ca 200°C förångas det fysikaliskt bundna vattnet (kappillärvatten och adsorberat vatten) i cementpastan medan cementkornen samtidigt volymutvidgas, Nekrassow /2/. Vidare sker i detta temperaturintervall en acceleration av hydratiseringen på samma sätt som vid anghärdning. Resultatet blir att strukturen förtätas och cementpastans tryckhållfasthet ökar. Ökningen är i hög grad beroende av cementpastans hydrationsgrad före uppvärmningen, dvs av ålder och lagringsförhållanden. Vid högre ålder blir den relativa tillväxten av cementpastans hållfasthet måttlig eller försvinner helt. Förhållandet illustreras i figur 3:1, som visar tryckhållfasthetens variation med temperaturen för cementpasta av olika åldrar, Nekrassow /2/. Värdena avser tryckhållfastheten omedelbart efter avsvälning till rumstemperatur.

Vid temperaturer över 200°C börjar det strukturellt bundna vattnet att avgå. I området $200 - 500^{\circ}\text{C}$ bortgår vatten från klinkerkomponenternas hydrater med en stark krympning som följd. Denna krympning inträffar trots att kalciumhydroxidkristaller och icke hydratiserade cementkorn i cementpastan ökar i volym till följd av uppvärmningen. Detta medför att strukturen försvagas och cementpastans hållfasthet försämras. Försämringen är dock måttlig jämfört med

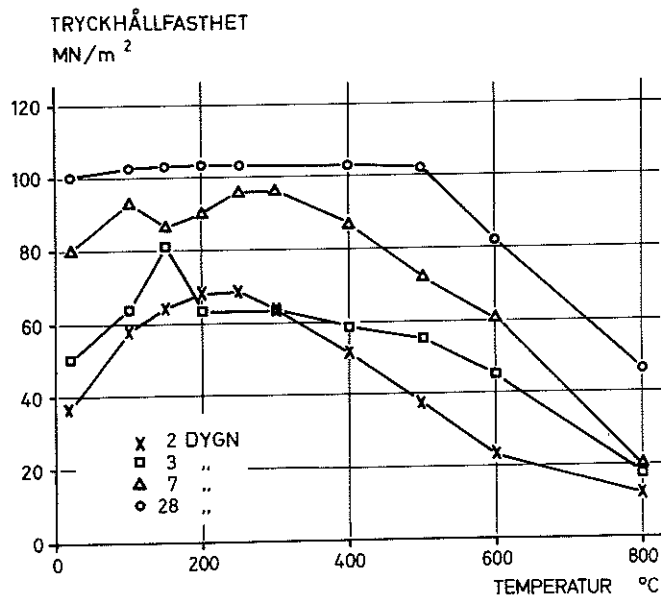


Fig 3:1 Tryckhållfasthetens variation med temperaturen för cementpasta vid varierande ålder.

den försämring som inträder i det kritiska området mellan 500 och 600°C till följd av kalciumhydroxidens dehydratisering, se figur 3:1. Nedbrytningen av kalciumhydroxidkristallerna börjar långsamt redan vid cirka 400°C och sker sedan snabbare ju högre temperaturen blir. Vid uppvärmning till 600°C sönderdelas större delen av cementpastans kalciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) till fri kalk (CaO) och vatten, som förångas och bortgår. Denna process innebär en långtgående nedbrytning av cementpastans struktur.

Ovanstående beskrivning avser hydratiserad Portlandcement, som är helt dominerande på svenska marknaden. Beträffande olika ballasttypers beständighet vid höga temperaturer kan man konstatera, att de flesta mineraler som ingår i ballastmaterialen har olika längdutvidgningskoefficienter i olika riktningar. Detta medför att inre spänningar uppstår vid temperaturpåverkan och att hållfastheten försämras. Vid bergarter som innehåller kvarts - t ex granit, gnejs och kvartsit - inverkar dessutom kvartsomvandlingen vid 573°C, innebärande att kvartsen övergår från en allotrop modifikation till en annan under stark expansion. Samtidigt försämras hållfastheten väsentligt. Detta medför att kvartshaltiga bergarter ur värmebeständighetssynpunkt är sämre än bergarter som ej innehåller kvarts (t ex kalksten).

3.1.2 Inre spänningar och sprickbildning på grund av skillnader i delmate- rialens termiska dilatation

I figur 3:2 visas schematiskt volymförändringen som funktion av temperaturen för dels cementpasta och dels ett ballastmaterial. Cementpastan ökar först något i volym men vid högre temperaturer krymper den starkt. Ballastens volym ökar däremot hela tiden med temperaturen - mer eller mindre starkt för olika bergarter. Detta medför att man i betong har en betydande diskontinuitet mellan delmaterialens volymförändringar, vilket ger stora inre spänningar. Genom att ballasten i allmänhet upptar en större volymsandel av betongmassan kommer betongens längdutvidgning att ligga nära ballastens, se avsnitt 3.3.2. Detta innebär att cementpastan påtvingas en mycket stor deformation (se kurva 3 i figur 3:2) som förhållandevis snabbt måste leda till sprickbildning. Detta förhållande är en väsentlig orsak till att de mekaniska egenskaperna hos betong försämras med temperaturen.

Förutom spänningar som beror på delmaterialens "termiska diskontinuitet" uppträder temperaturspänningar på grund av ojämn tempe-

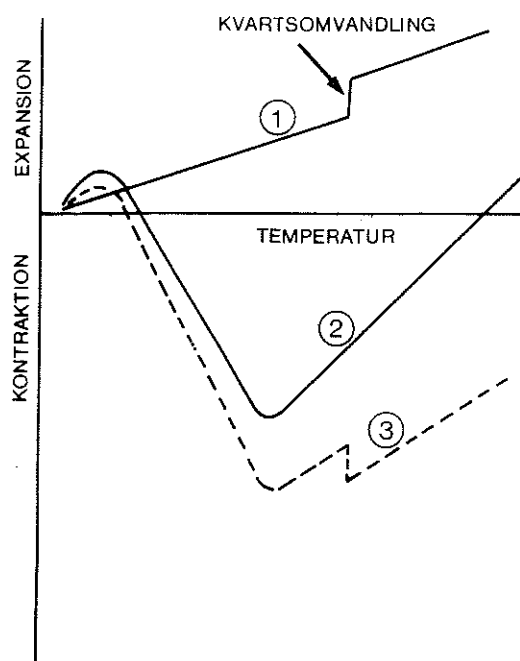


Fig 3:2
Principfigur för termisk dilatation hos betongens delmaterial.
1. Ballast (kvarthaltig)
2. Cementpasta
3. Cementpastans deformation i relation till ballastens

raturfördelning. Sådana spänningar bör naturligtvis betraktas som ett särskilt belastningsfall på en temperaturpåverkad konstruktion. Tyvärr kan man dock inte undvika att temperaturspänningar uppstår även vid försök för bestämning av rena materialdata. Det är därför nödvändigt att beakta temperaturspänningarnas eventuella inverkan vid tolkningen av försöksresultat.

3.2 Hållfasthetsegenskaper hos betong vid hög temperatur

3.2.1 Inverkan av ålder och lagrings- betingelser före uppvärmningen

Till följd av de strukturella förändringar som beskrivits i föregående avsnitt minskar betongens hållfasthet med ökande temperatur från ca 300°C och uppåt. Vid lägre temperaturer beror hållfasthetens variation i väsentlig grad på hydratationsgrad och fuktkvot, dvs ålder och lagringsförhållanden före uppvärmningen. Sålunda sker vid uppvärmning av betong med låg ålder en ökad hydratisering, som ger en höjning av hållfastheten. Motsvarande höjning av hydratationsgraden förekommer inte hos äldre betong. Effekten av ökad hydratation är större ju längre temperaturförloppet är. Vid kortvarigare förlopp och inte alltför ung betong bör man kunna bortse från dess effekt på hållfastheten /28/.

Figur 3:3 visar hållfastheten som funktion av temperaturen för cementbruk vid åldrarna 7 respektive 84 dagar dels för vattenlagrade prover och dels för uttorkade prover. De senare provkropparna lagrades i vatten fram till 1 dag före försöket, varefter de torkades i 100°C under 24 h. Ser man på figur 3:3a, där hållfastheten redovisats i procent av ursprungshållfastheten, är skillnaden mellan de torra och vattenmättade provkropparna stor; de vattenmättades hållfasthet ökar starkt upp till 200°C medan de torras avtar monotont med temperaturen. Förändringen av hållfastheten relativt ursprungsvärdet är alltså starkt beroende av fuktförhållandena. Om samma resultat däremot redovisas i absoluta tal, som i figur 3:3b, framgår det att fuktens inverkan endast avser hållfastheten vid rumstemperatur.

Hållfasthetens starka beroende av fukthalten vid normala tempera-

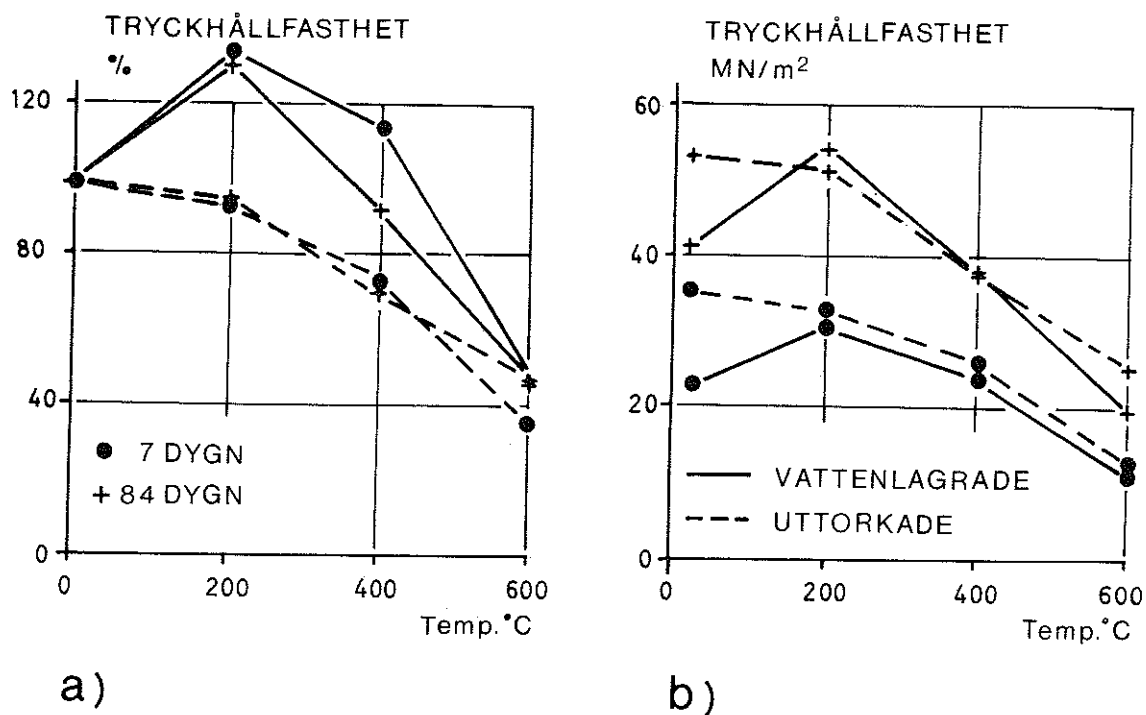


Fig 3:3 Tryckhållfasthet efter avsvälning som funktion av uppvärmningstemperaturen för cementbruk med cement:ballast = 1:3 och vct = 0,6.
 a) Relativt ursprungliga hållfastheten
 b) I absoluta tal

turer har alltså ingen motsvarighet vid temperaturer över 100 à 200°C, då det förångningsbara vattnet har försvunnit. Vid jämförelse mellan relativa hållfasthetsvariationer för t ex två olika betongkvaliteter är det alltså viktigt att fuktförhållandena vid rumstemperatur är likvärdig i de jämförda fallen.

3.2.2 Betongsammansättning och ballastmaterial

En faktor som har relativt stor betydelse för betongens hållfasthet vid höga temperaturer är vilken typ av ballast som används. Bergarter som är mera expansiva vid temperaturhöjning ger en ökad förstöring av strukturen och därmed lägre hållfastheter efter uppvärmning. Ballast med hög halt av silikatmineraler, såsom granit, gnejs och kvartsit är därför ogynnsamma jämfört med t ex kalksten. Vidare är i regel lättballastbetong mera beständig vid höga temperaturer på grund av lättballastens mindre expansionsbenägenhet.

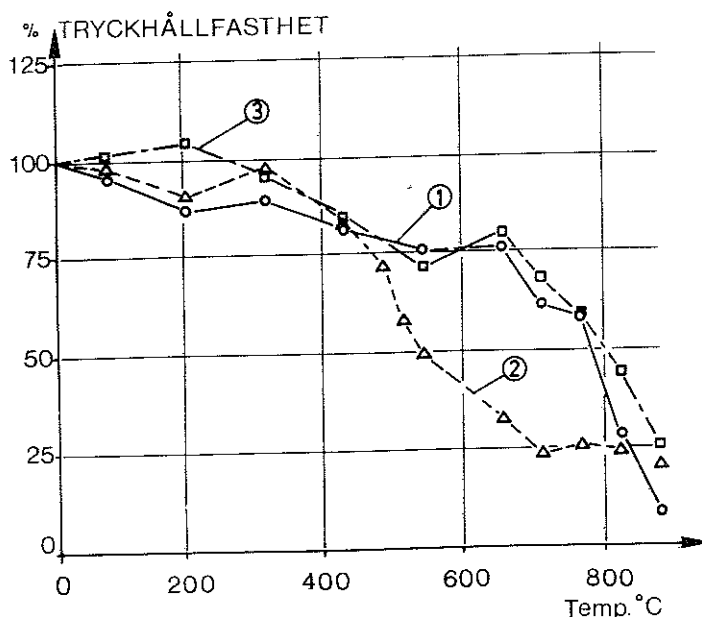


Fig 3:4 Tryckhållfasthet som funktion av temperaturen för betong med olika ballastmaterial. Provningsen skedde i varmt tillstånd och provkropparna var obelastade under uppvärmningen. Ursprunglig hållfasthet i samtliga tre fall = $27,5 \text{ MN/m}^2$.

1. Kalksten från Elgin, Illinois. Cement:ballast = 1:8,2 vct = 0,55
2. Kvartshaltiga bergarter från Eau Claire, Wisconsin. Cement:ballast = 1:7,8, vct = 0,51
3. Expanderad lera + fingrus av kalkstentyp. Cement:ballast = 1:4,75, vct = 0,78

Figur 3:4, från Abrams /29/, visar en jämförelse mellan hållfastheterna för betong med ballast av kvarts- respektive kalkstentyp samt expanderad lera. Sammansättningen i övrigt är ungefär jämförbar i de tre fallen. Vid temperaturer över ca 500°C är kvartsballasten klart sämre än de båda övriga. Inverkan av kvartsomvandlingen vid omkring 575°C är här mycket märkbar. Man kan också konstatera att lättballastbetongen har en relativt god beständighet vid höga temperaturer. Andra försök i litteraturen visar att detta gäller de flesta typer av lättballastbetong.

Proportionerna mellan delmaterialen i betong har ganska liten inverkan på den relativa hållfastheten vid hög temperatur. Malhotra /30/ redovisar visserligen en ökande relativ hållfasthet med ökande andel ballast, men senare försök av Abrams /29/ och Thelanderson /31/ visar ingen signifikant inverkan av cement:ballastför-

hålllandet.

3.2.3 Belastning under uppvärmningen

Betong som är belastad med tryckspänning under uppvärmningen har bättre hållfasthet än obelastad betong vid motsvarande temperatur. Tryckspänningen verkar som en förspänning och reducerar därmed den nedbrytande effekten av delmaterialens termiska diskontinuitet. I figur 3:5 visas relativa hållfastheten som funktion av tem-

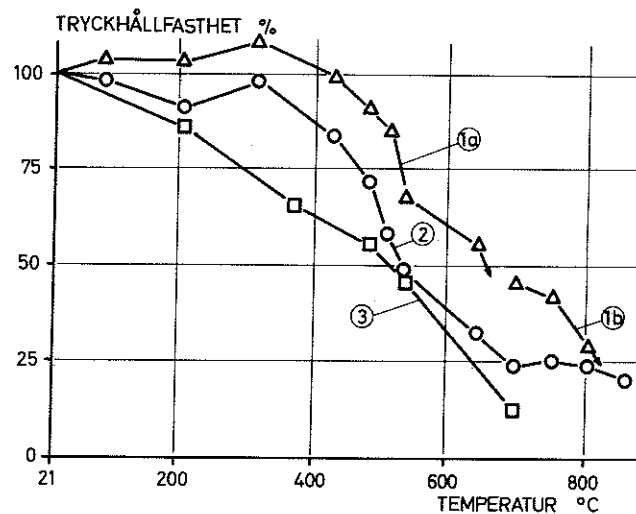


Fig 3:5 Inverkan av temperaturen på tryckhållfastheten hos betong med kvartshaltig ballast. Ursprunglig hållfasthet $f'_c = 27,5 \text{ MN/m}^2$. Sammansättning: Cement:ballast = 1:7,8, vet = 0,51

1. Provkroppar belastade med $0,4 f'_c$ (1a) eller $0,25 f'_c$ (1b) under uppvärmningen och provade i varmt tillstånd
2. Provkroppar obelastade under uppvärmningen och provade i varmt tillstånd
3. Provkroppar som utan belastning värmts upp, långsamt avkylts och därefter lagrats 7 dygn i luft (27°C , 70 - 80 % RH) före provningen

peraturen för provkroppar som under uppvärmningen till respektive temperatur dels var obelastade och dels belastade med 40 % (25 % vid vissa högre temperaturer) av brottlasten vid rumstemperatur. I hela området $20 - 800^\circ\text{C}$ medför tryckspänningens närvaro under uppvärmningen markant högre hållfasthet. Liknande resultat har erhållits av bl a Malhotra /30/ och Weigler & Fischer /32/. Abrams undersökte också inverkan av storleken på den under uppvärmningen

pålagda tryckspänningen. En variation av denna spänningsnivå i området 25 till 55 % av ursprungshållfastheten gav ingen signifikant effekt på hållfastheten efter uppvärmning. Jämför figur 3:13.

3.2.4 Inverkan av uppvärmningsförloppet

Den dehydrationsprocess som cementpastan utsätts för vid uppvärmningen sker inte momentant vid uppnående av en viss temperatur utan beror också av tiden. Ju längre tid temperaturpåverkan varar ju mer omfattande blir dehydrationen av cementpastan. Därför borde uppvärmningstidens längd påverka hållfastheten vid hög temperatur. Försök med både betong, lättballastbetong och cementpasta har dock visat att någon signifikant förändring av hållfastheten inte förekommer för uppvärmningstider mellan 1 och 30 h (Weigler & Fischer /32/, Harmathy & Berndt /33/).

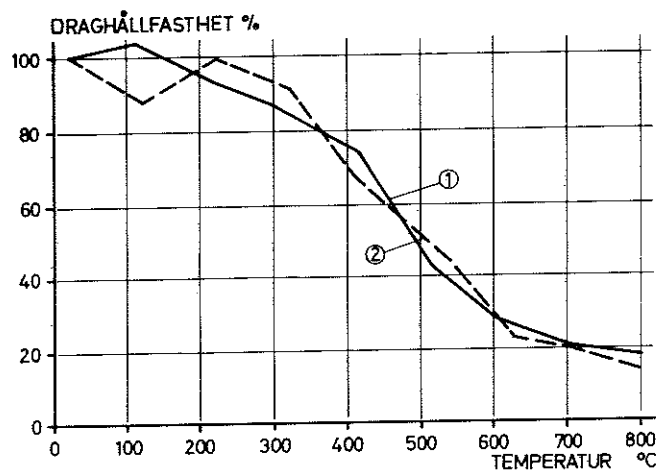


Fig 3:6 Spräckdraghållfasthet för betong efter avsvälning, som funktion av temperaturen. Cement:ballast = 1:4,65, vct = 0,55. Ballast: kvartsit.
 1. Långsam uppvärmning. Ca 100°C/h
 2. Snabb uppvärmning. > 500°C/h

Som nämnts i avsnitt 3.1, kan man inte undvika temperaturspänningar vid uppvärmningen av provkropparna. Storleken av dessa beror på parametrar som uppvärmningshastighet, avsvälningshastighet samt provkroppens dimensioner. Vissa försök har gjorts för att belysa inverkan av dessa parametrar på hållfastheten. Figur 3:6 /31/ visar spräckdraghållfasthet som funktion av temperaturen vid två olika uppvärmningshastigheter. Trots att skillnaden i uppvärmningshastighet i de båda fallen är mycket stor erhålls ingen signifikant

skillnad i hållfasthet. Liknande slutsatser har dragits av Weigler-Fischer /32/ från försök med varierande avsvalningshastighet.

Försöksresultaten tyder alltså på att spänningar från ojämn temperaturfördelning har liten eller ingen inverkan på hållfastheten vid hög temperatur.

3.2.5 Hållfastheten omedelbart efter avsvälning och dess förändring efter uppvärmningstillfället

Hållfastheten omedelbart efter avsvälning (resthållfastheten) är i regel något lägre än varmhållfastheten. Fig 3:7 från Fischer /28/

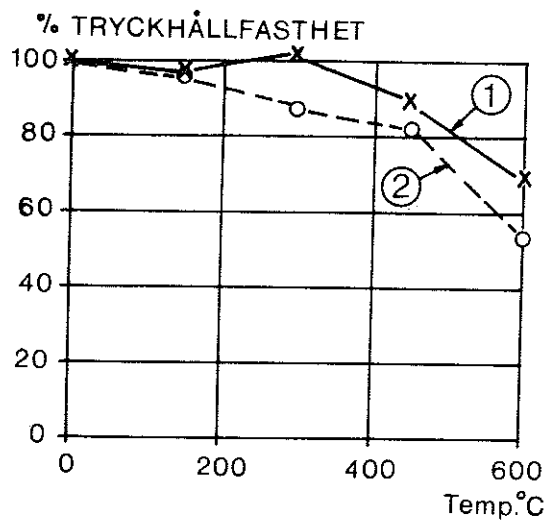


Fig 3:7
Tryckhållfastheten hos betong som funktion av temperaturen. Ballast av kvartstyp med cement:ballast = 1:5,13, vct = 0,6. Ålder: 197 dagar.
1. Varmt tillstånd
2. Resthållfasthet

visar en jämförelse mellan varmhållfasthet och resthållfasthet för provkroppar som under temperaturbehandlingen varit tryckbelastade till 1/3 av ursprungliga hållfastheten. Skillnaden är liten men dock signifikant. Samma tendens framgår av figur 3:5, kurva 3, som dock avser hållfastheten 7 dygn efter uppvärmningstillfället.

Betong som utsatts för temperaturpåverkan är i princip ett nytt material med nya egenskaper. Cementpastan har dehydratiserats och nya kemiska komponenter har bildats. Därför kan stora förändringar av hållfastheten äga rum under tiden efter uppvärmningstillfället beroende på de klimatiska förhållandena. Framförallt är fuktförhållandena avgörande för hållfasthetsutvecklingen.

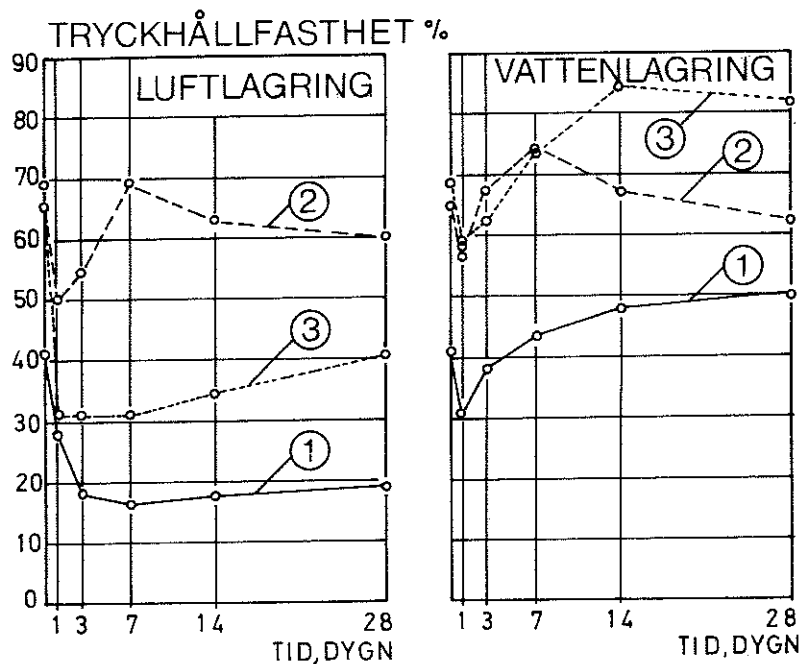


Fig 3:8 Tryckhållfasthetens förändring under efterlagring av betong som varit uppvärmd till 600°C. Ålder vid uppvärmningstillfället: 84 dygn.

1. Ballast av kvartstyp. Cement:ballast = 1:5,13, vct = 0,6
2. Ballast av baryt ($\gamma = 4\,560\text{ kg/m}^3$). Cement:ballast = 1:8,71, vct = 0,6
3. Leca. Cement:ballast = 1:1,37, vct = 0,6

I figur 3:8, som hämtats från /32/, visas för betong med olika ballastmaterial hållfasthetens förändring under 28 dagar efter uppvärmning till 600°C vid efterlagring dels i vatten och dels i luft vid 65 % RH. För betong med kvartsbullast t ex minskar hållfastheten vid luftlagring från 40 till 20 % av hållfastheten före uppvärmning medan den vid vattenlagring ökar till 50 %. De återgivna resultaten avser provkroppar som uppvärmts till 600°C. Liknande resultat fås vid temperaturerna 450 och 750°C. Vid lägre temperaturer däremot förändras hållfastheten relativt lite med tiden efter temperaturbehandlingen och inverkan av efterbehandlingen är obetydlig. Liknande resultat redovisas i /34/ och /35/.

Orsaken till de ovannämnda förändringarna av hållfastheten hos betong som varit uppvärmd är inte känd. Man har förklarat minskningen vid luftlagring med att den osläckta kalk, som bildats vid dehydratiseringen av kalciumhydroxiden, åter tar upp vatten från

luften under stark expansion vilket bryter ned strukturen. Denna förklaring kan dock inte vara riktig eftersom samma försämring av hållfastheten äger rum även om provkropparna lagras helt utan närvaro av fukt /28/. Den självläkning som äger rum vid lagring i vatten beror troligen på rehydratisering dels av tidigare ej hydratiserade cementkorn och dels av nya komponenter som bildats efter uppvärmningen. Försök /34/ visar att denna effekt uppnås endast vid stor tillgång på vatten; provkroppar som lagrats i luft med 98 % RH får inte högre hållfasthet än de som lagrats i torrare luft.

3.2.6 Böj- och draghållfasthet

Både böj- och draghållfastheten försämras relativt mera vid uppvärmning än tryckhållfastheten. Detta är naturligt eftersom sprickbildning och vidhäftningsförluster i strukturen får större effekt vid dragpåkänning. Figur 3:9 från Zoldners /20/, som visar en jäm-

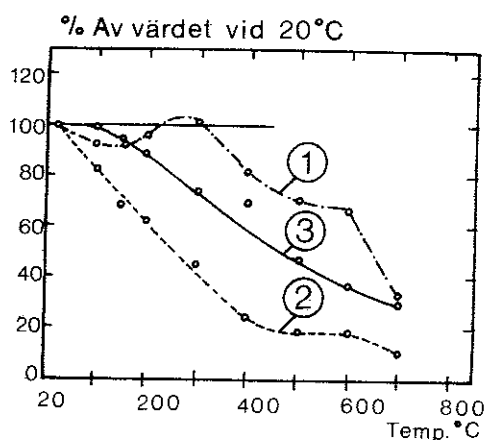


Fig 3:9 Mekaniska egenskaper hos betong efter temperaturpåverkan. Ballast: Grus av glacialt ursprung. Cement:ballast = 1:6,8, vct = 0,62
 1. Tryckhållfasthet (100 % = 36,5 MN/m²)
 2. Böjdraghållfasthet (100 % = 3,2 MN/m²)
 3. Dynamisk elasticitetsmodul

förelse mellan tryck- och böjdraghållfastheten vid i övrigt lika förutsättningar, illustrerar förhållandet.

Draghållfastheten vid höga temperaturer, bestämd genom spräckprov, har studerats av Thelandersson /31/. I denna undersökning, från vilken figur 3:6 hämtats, redovisas inverkan av olika parametrar

på draghållfasthetens variation med temperaturen. Av figur 3:6 framgår att spräckdraghållfasthetens relativa försämring med temperaturen är mindre än böjdraghållfasthetens i figur 3:9.

3.3 Deformationsegenskaper hos betong vid hög temperatur

3.3.1 Spännings-deformationssamband

Betongens deformabilitet ökar med temperaturen. Detta framgår av de relativt talrika mätningar av elasticitetsmodulens temperaturberoende som finns i litteraturen.

Dynamiska elasticitetsmodulen minskar relativt mera än tryckhållfastheten men mindre än böjdraghållfastheten, se figur 3:9. Olika parametrar inverkar på E-modulens temperaturberoende på likartat sätt som för tryckhållfastheten. Exempelvis ges i figur 3:10 E-

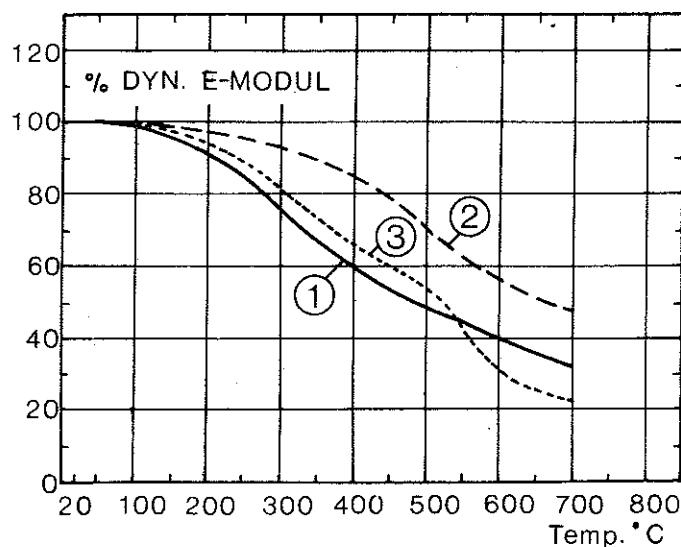


Fig 3:10 Dynamiska elasticitetsmodulens variation med temperaturen för betong med olika ballastmaterial.

1. Grus av glacialt ursprung (granit, gnejs m m). Cement: ballast = 1:6,8, vct = 0,62
2. Kalksten. Cement:ballast = 1:6,7, vct = 0,65
3. Sandsten, kvartshaltig. Cement:ballast = 1:6,3, vct = 0,69

modulens variation med temperaturen för betong med tre olika typer av ballastmaterial.

Även de inelastiska deformationer som förekommer vid högre spänningsnivåer ökar i storlek med ökande temperatur. Detta framgår av figur 3:11, som i ett tredimensionellt diagram visar σ - ϵ sambandets förändring med temperaturen för lättballastbetong.

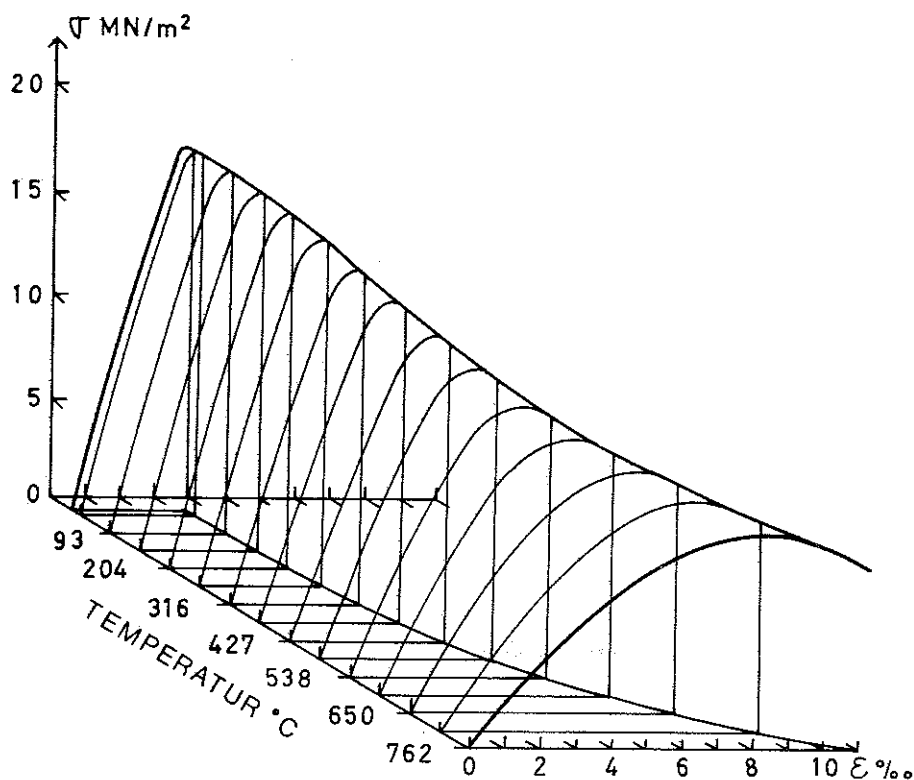


Fig 3:11 Spännings-töjningssamband vid tryck för lättballastbetong vid olika temperaturer. Töjningshastighet vid försöket 2,5 - 9 % per minut. Kurvorna har bildats som medelkurvor från spridda data. Ballast:expanderad lera. Cement:ballast = 1:6,1, vct = 0,79.

Närvaron av en tryckspänning under uppvärmningen minskar deformationsbenägenheten, vilket är logiskt eftersom tryckhållfastheten då ökar. Figur 3:12 visar σ - ϵ -samband vid 600°C för provkroppar, som belastats till varierande nivå under uppvärmningen /28/. σ - ϵ -kurvan före uppvärmningen är inlagd som jämförelse. Det är intressant att notera att en variation av tryckspänningens storlek mellan 1/6 och 1/2 av ursprungshållfastheten inte påverkar resultatet men att själva närvaron har mycket stor inverkan.

Figur 3:13 visar σ - ϵ -kurvor för olika temperaturer i området 20 - 600°C dels i varmt tillstånd och dels efter avsvälning. Under upp-

värmningen var provkropparna belastade med en tryckspänning motsvarande $1/3$ av ursprungshållfastheten. I varmt tillstånd och i närvaro av tryckspänning under uppvärmningen förblir σ - ϵ -sambandet opåverkat av temperaturen upp till 450°C . Först vid 600°C ökar deformationsbenägenheten något i förhållande till den ursprungliga. Efter avsvälning får man något större deformationer vid 450 och 600°C .

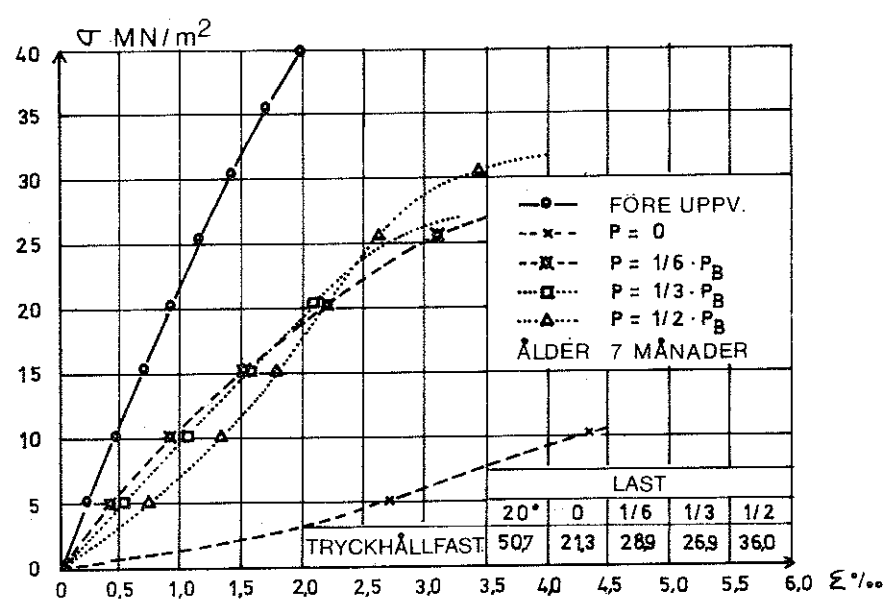


Fig 3:12 Spännings-töjningssamband vid tryck för betong (med standard Portlandcement och ballast av kvartstyp i proportionerna 1:5,1, $v_{ct} = 0,6$) efter avsvälning. Under uppvärmningen till 600°C belastades provkropparna med tryckspänning av varierande storlek. P_B = ursprunglig brottlast.

3.3.2 Termisk dilatation

Den termiska dilatationen hos betong utgör resultanten av delmaterialens volymförändring med temperaturen. Som nämnts i avsnitt 3.1.2 och visats i figur 3:2 expanderar ballasten medan cementpastan krymper med ökad temperatur. För betong med ordinär sammansättning är ballastens expansion dominerande och betongens termiska dilatation ligger nära den rena ballastens. Med minskande andel ballast avviker den termiska deformationen mer och mer från ballastens och slutligen får cementpastan övertaget, vilket resulterar i en kontraktion. Figur 3:14 från Harada illustrerar detta.

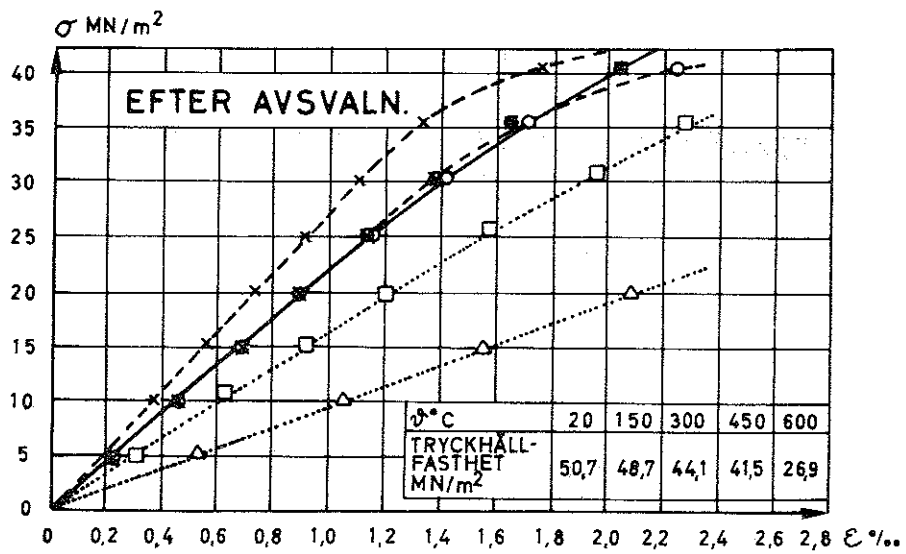
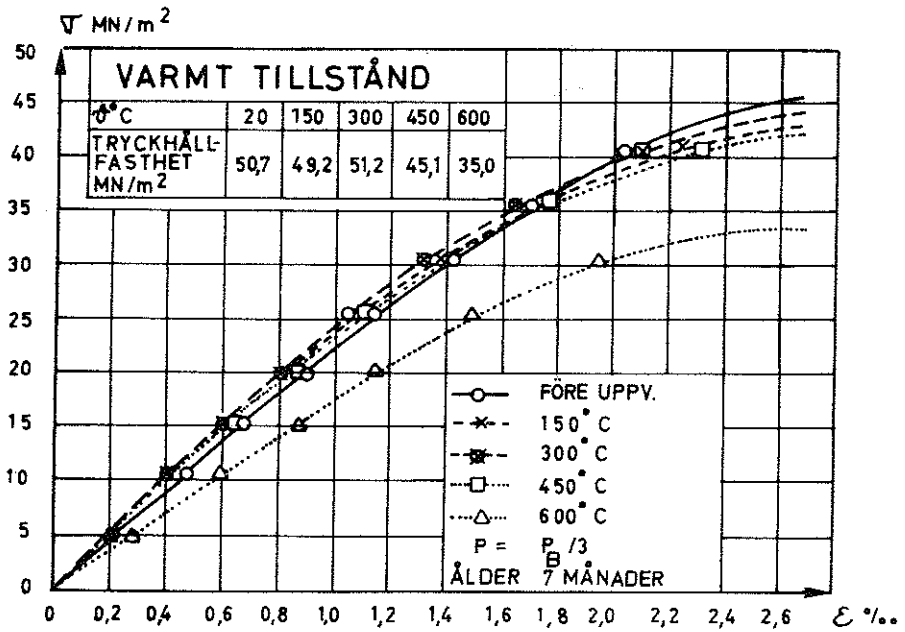


Fig 3:13 Spännings-töjnings samband vid tryck för betong (se figur 3:12) som funktion av temperaturen. Provkropparna var belastade med 1/3 av den ursprungliga brottlasten under uppvärmningen.

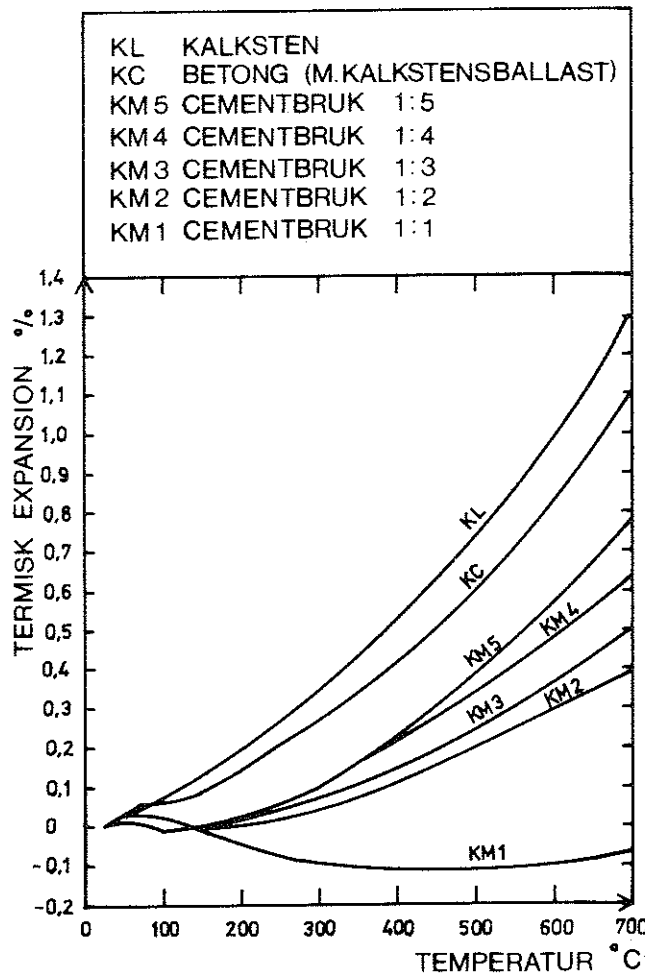


Fig 3:14
Termisk dilatation för cementbruk (med olika förhållanden cement:fingrus), betong och kalksten som funktion av temperaturen. Från Harada, återgiven i /18/.

Eftersom den termiska expansionen hos betong är helt beroende av ballastens expansion, kan det vara motiverat att återge dilatationskurvor för olika ballastmaterial. I figur 3:15 visas den termiska expansionen för fem olika bergarter /18/. Den streckade vertikala linjen visar temperaturen för kvartsomvandlingen som sker under stark expansion vid 573°C . Kring denna linje är kurvan mycket brant hos de bergarter som innehåller kvarts. Upp till 600 à 700°C är kalkstens expansion lägre, vilket är orsaken till att kalkstensbetong har något bättre beständighet vid höga temperaturer än t ex granitbetong.

Om betongen är belastad med en tryckspänning under uppvärmningen verkar denna som en förspänning och cementpastans tendens att krympa gör sig lättare gällande. Resultatet blir som tidigare visats en ökad hållfasthet och minskad deformationsbenägenhet. Den pålagda tryckspänningen reducerar också betongens termiska expansion kraftigt.

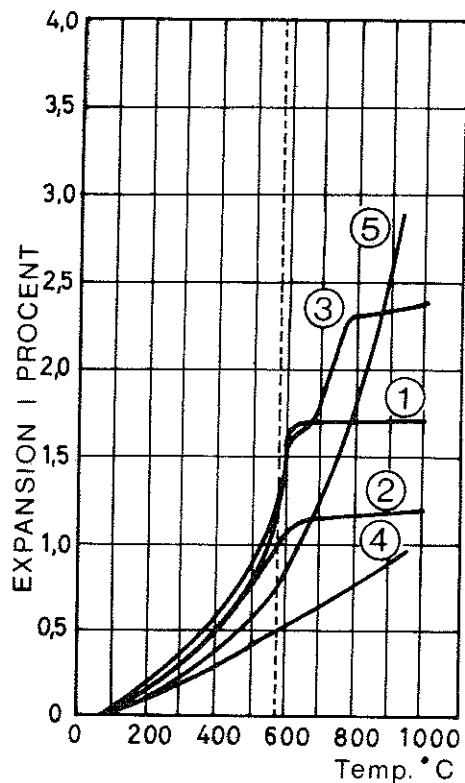


Fig 3:15

Termisk dilatation för olika bergarter.

1. 100 % kvarts
2. "Taconit": 60 % kvarts, 40 % ferromagnetiter och övrigt
3. Granit: 34 % kvarts, 62 % fältspater
4. Anortosit: 98 % fältspater
5. Kalksten: 94 % kalcit, 4 % dolomit

Figur 3:16 visar deformationen under varierande grad av tryckbelastning hos betong som först uppvärms till 600°C, bibehålls vid denna temperatur under 3 h samt därefter återgår till rumstemperatur /32/. Effekten av lasten på deformationen är mycket stor och vid en lastnivå på 50 % av ursprungliga brottlasten ersätts expansionen av en kontraktion. Skillnaden mellan obelastade och belastade provkroppars deformation vid uppvärmning är avsevärt större än vad som motsvarar förändringen av σ - ϵ -sambandet med temperaturen. En del av skillnaden kan hänföras till tidsberoende deformationer på grund av lasten. Men dessutom sker sannolikt en direkt reduktion av den termiska expansionen på grund av tryckspänningens närvaro. Det senare är helt i analogi med den effekt en sådan tryckspänning har på såväl hållfastheten som på σ - ϵ -sambandet.

3.3.3 Tidsberoende deformationer

De tidsberoende deformationer som förekommer hos betong då den uppvärms till höga temperaturer är även vid kortvariga förlopp av en

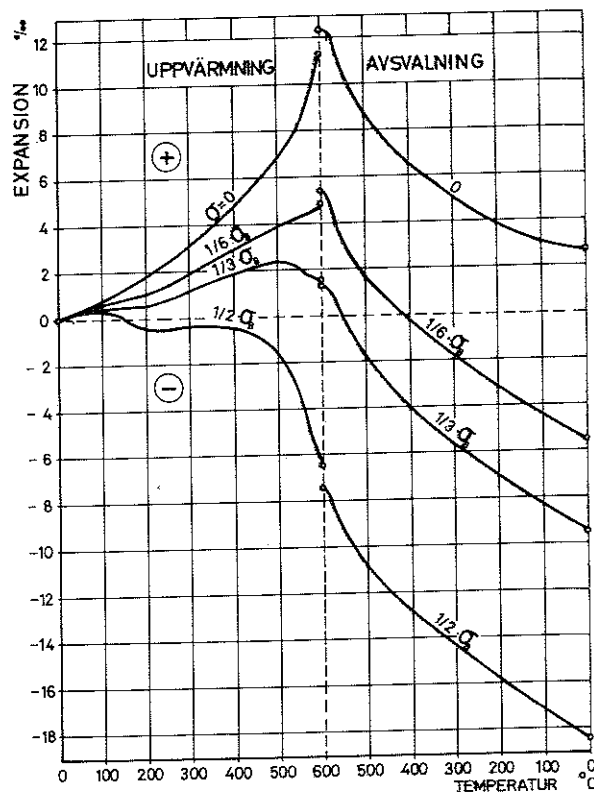


Fig 3:16 Termisk deformation för betong vid varierande pålagd tryckspänning. Uppvärmnings- och avsvälningshastigheter = $120^{\circ}\text{C}/\text{h}$. Betongsammansättning: ballast av kvartstyp och standard Portlandcement med cement:ballast = 1:5,1 och vct = 0,6. Ålder: 7 mån. Ursprunglig brottspänning, $\sigma_B = 50,7 \text{ MN}/\text{m}^2$.

sådan storleksordning att de inte kan negligeras vid en spänningsberäkning. Dessa deformationer beror på ett mycket komplicerat sätt av en mängd parametrar och litteraturen i ämnet är mycket knapphändig. Här skall endast ges en mycket summarisk beskrivning av vad man känner till; för en mera detaljerad genomgång och diskussion hänvisas till Anderberg - Thelandersson /36/.

Maréchal har studerat krypningen som funktion av temperaturen i området $20 - 400^{\circ}\text{C}$ under olika betingelser. Resultat från undersökningen visas i figur 3:17. I försöken användes vattenmättade provkroppar, varav en del torkades ut före försöket (kurva 1), en del förseglades mot fuktavgång (kurva 3) och en del provades oförseglade (kurva 2). Det bör observeras att krypförsöken startade

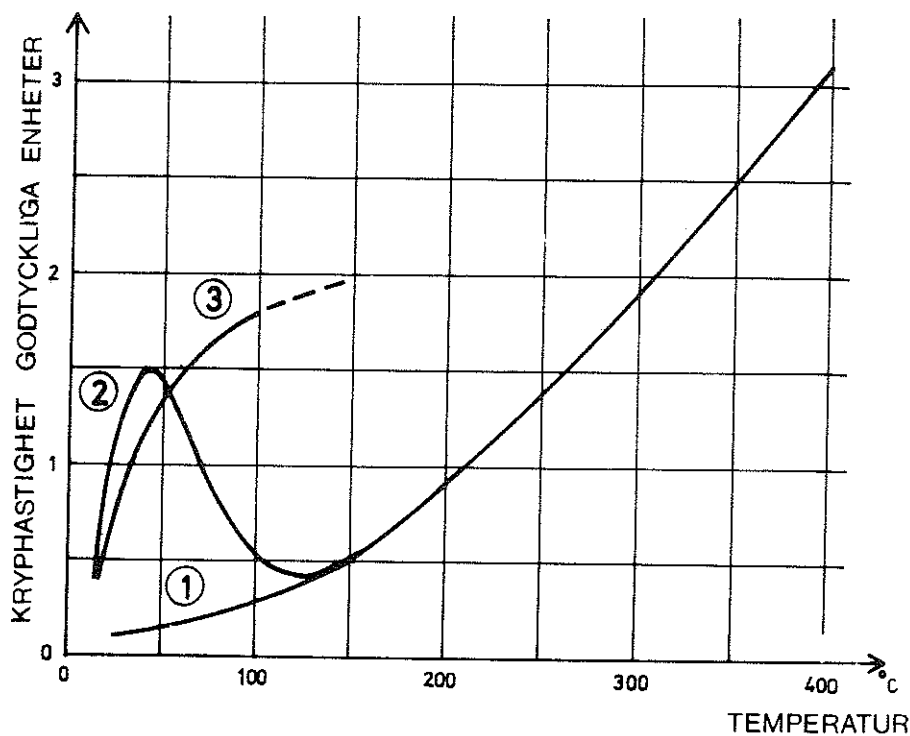


Fig 3:17 Kryphastighet som funktion av temperaturen för betong.
 1. Provkroppar som i förväg uttorkats vid 105°C
 2. Vattenmättade provkroppar som provats oförseglade
 3. Vattenmättade provkroppar som provats förseglade
 Lagring: 1 år i 95 % RH, 20°C . Uppvärmning ($0,25^{\circ}\text{C}/\text{h}$) till provningstemperaturen, därefter konstant temperatur. En konstant tryckspänning påfördes 15 dygn efter att provningstemperaturen uppnåtts.

först sedan stabilitet i fukthänseende uppnåtts vid den aktuella temperaturen. Både temperatur och fuktförhållanden var således konstanta under hela försöket. Närvaron av fukt ökar kryphastigheten i temperaturområdet upp till 100°C . Vid temperatur över 50°C minskar jämviktsfuktkvoten för de oförseglade provkropparna kraftigt, vilket medför en minskad krypbenägenhet jämfört med motsvarande förseglade provkroppar. Vid temperaturer strax över 100°C överensstämmer krypningen för de oförseglade provkropparna helt med kurvan för uttorkade provkroppar. Vid temperaturer över 100°C ökar kryphastigheten starkt med temperaturen.

En uppfattning om den absoluta storleken på krypningen och dess

tidsvariation kan man få av figur 3:18, /63/. Storleken på krypdeformationerna är betydande redan efter kort tid även vid måttliga temperaturer.

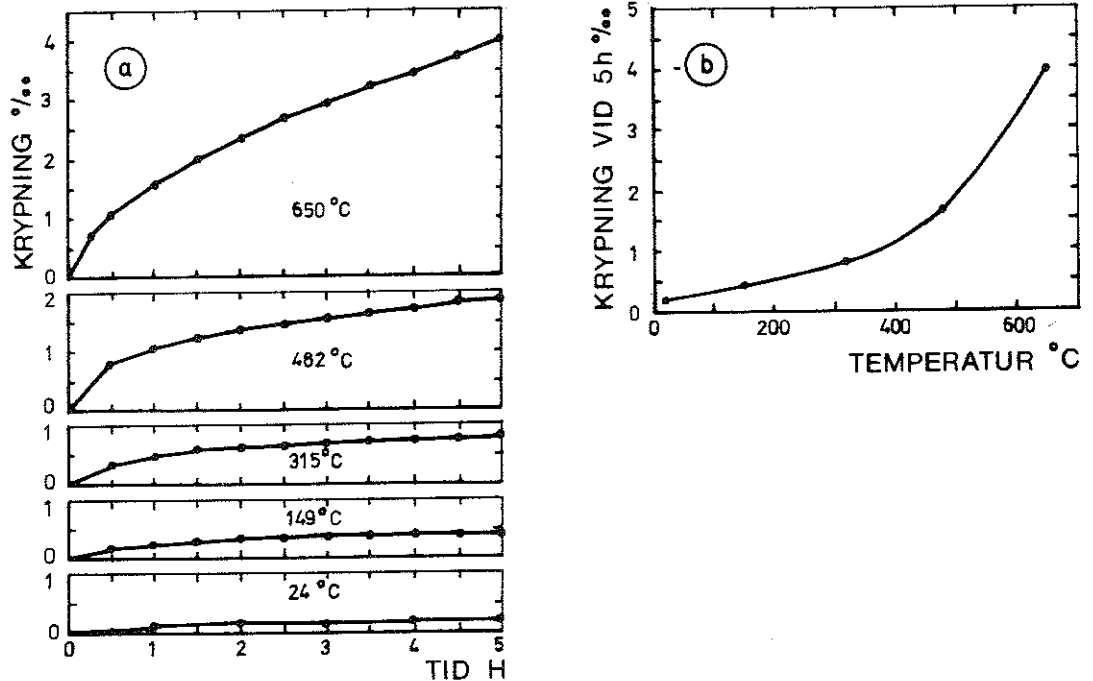


Fig 3:18 Krypning vid höga temperaturer för kalkstensbetong.
 a) Krypning som funktion av tiden
 b) Krypningen vid 5 h som funktion av temperaturen
 Uppvärmningshastighet 330 °C/h. Lasten påfördes 1 h efter att försökstemperaturen uppnåtts. Påförd spänning = 45 % av ursprunglig brottspänning. Lagring: Vatten 7 dygn, luft resterande tid fram till provningen vid 28 dygn. Betongsammansättning: Portlandcement och kalkstensgrus (<10 mm) i proportionerna 1:7, vct = 0,56.

Det bör noteras att de i figur 3:17 och 3:18 återgivna resultaten avser deformationer under konstant last och under konstant temperatur och fuktkvot. Då temperaturen och fuktförhållandena ändras under försöket kan man nämligen vänta sig betydligt större deformationer än vid konstanta förhållanden. Det är ett välkänt faktum att betongens krypning (definierad som skillnaden i deformation mellan belastade och obelastade provkroppar under i övrigt lika förhållanden) är mycket större under uttorkning än under konstanta fuktförhållanden. Hansen & Eriksson /37/ har visat att detsamma gäller en ändring av temperaturen. Vid i övrigt konstanta förhållan-

den medför en temperaturhöjning i sig själv en ökad krypning jämfört med den som erhålles vid konstant temperatur. Vid normala temperaturvariationer är den sistnämnda effekten ganska liten, men vid uppvärmning till höga temperaturer är den högst signifikant. Sålunda tycks deformationen under last då temperaturen ändras, dvs under uppvärmning, flerdubblas jämfört med motsvarande vid konstant temperatur. I figur 3:19 visas resultat från kryp-

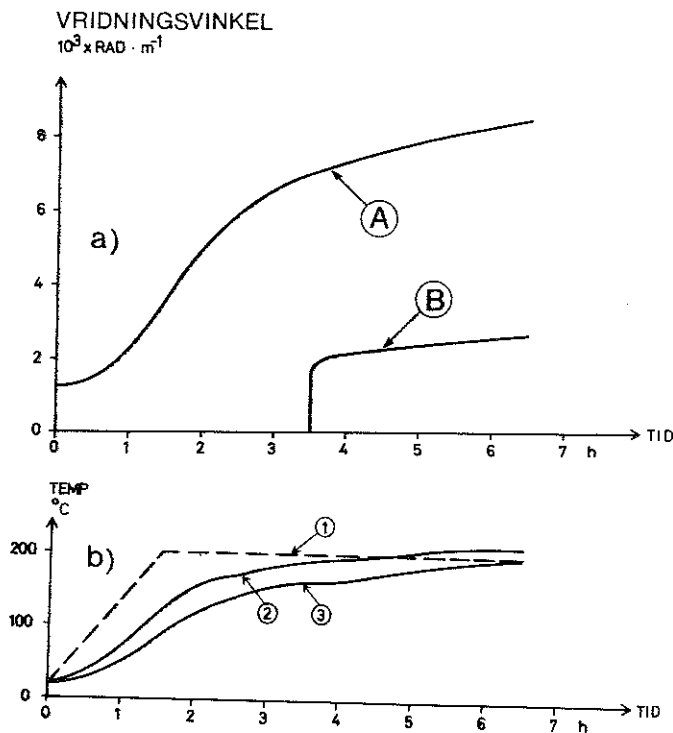


Fig 3:19 a) Deformation som funktion av tiden vid ren vridning på cylindriska provkroppar med 150 mm diameter.

- A. Lasten påförs före uppvärmningens början
- B. Lasten påförs när temperaturen uppnåtts

b) Temperaturer under försöket.

1. Önskad ugnstemperatur
2. Temperatur i provkroppen 10 mm från ytan
3. Temperatur i provkroppen 72 mm från ytan

Betongsammansättning: Portlandcement och kvartsit i proportionerna 1:4,65, vct = 0,55.

försök i ren vridning som illustrerar detta, /38/. I det ena fallet påförs först en konstant vridbelastning, varefter balken uppvärms till 200°C. I det andra fallet belastas balken först sedan temperaturen 200°C uppnåtts. Deformationerna blir under uppvärmningen avsevärt större än vid konstant temperatur.

Under instationära förhållanden, t ex under en brand, kan alltså de tidsberoende deformationerna bli mycket stora. I en realistisk beräkning av temperaturspänningar måste effekten av detta beaktas. Kunskaperna om betongens egenskaper under sådana förhållanden är otillräckliga. Man kan endast konstatera att de tidsberoende deformationerna verkar i gynnsam riktning genom att de medverkar till att spänningskoncentrationer utjämnas.

3.4 Armeringsstålets egenskaper vid höga temperaturer

Hållfasthetsegenskaperna hos armeringsstål försämras avsevärt med temperaturen och i konstruktioner, där armeringen har en primärt kraftupptagande funktion, är i allmänhet temperaturhöjningarna i armeringsjärnen avgörande för bärförmågan. Generellt gäller att kallbearbetade och härdade stålqualiteter är känsligare för temperaturhöjning än varmvalsade.

För ett varmvalsat stål förändras arbetslinjen med temperaturen i princip enligt figur 3:20 /39/. Man ser att det utpräglade sträckgränsområdet försvinner vid högre temperaturer och att man i stället får en krökt arbetslinje. En redovisning av temperaturberoendet måste därför ske via 0,2-gränsen - eller någon annan lämplig storhet - även för mjuka stålqualiteter.

I figur 3:21, efter Witteveen /40/, visas variationen med temperaturen för såväl 0,2-gränsen som för brottspänning och E-modul. Försöken utfördes med relativt låg belastningshastighet, $1,2 \text{ MN/m}^2$ per minut, varför resultaten inkluderar en viss effekt av krypning. De i figur 3:20 och 3:21 givna resultaten torde vara ungefär representativa även för de svenska armeringsstålen Ss 22 och 26 samt Ks 40 och 60.

För kallbearbetade och härdade stålsorter medför en temperaturhöjning att effekten av efterbearbetningen helt eller delvis försvinner. Resultatet av detta framgår av figur 3:22, som visar σ som funktion av temperaturen för dels seghärdat respektive kalldraget höghållfast spännstål (kurva 2 och 3) och dels varmvalsat konstruktionsstål (kurva 1) /41/. Figur 3:22a avser provning i varmt tillstånd och 3:22 b

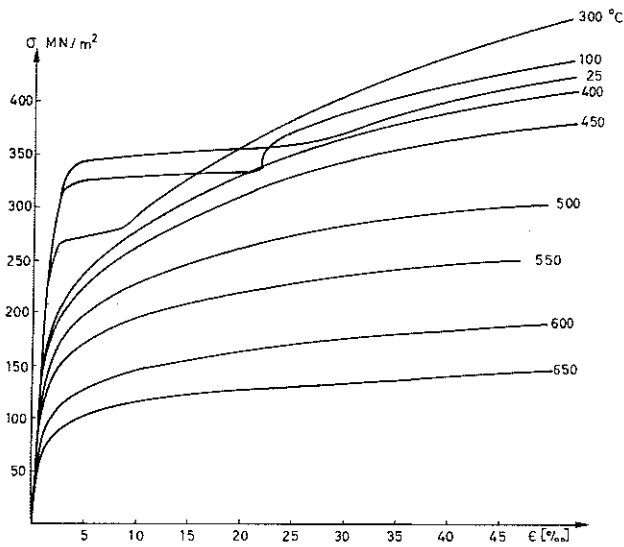


Fig 3:20 Arbetslinjer vid olika temperaturer för ett varmvalsat stål (SIS 1411). Belastningshastighet: $97,5 \text{ MN/m}^2 \cdot \text{min}$.

efter avsvälning. Man ser att vid 400°C har varmsträckgränsen hos de höghållfasta stålen minskat till samma nivå som för det varmvalsade, dvs effekten av efterbearbetningen har försvunnit. Av figur 3:22b framgår att varmvalsat stål efter avsvälning helt återfår sin ursprungliga hållfasthet medan de efterbearbetade stålen får en viss kvarstående försämring för temperaturer över 400°C .

Liksom hos betong ökar de tidsberoende deformationerna kraftigt med temperaturen hos stålet. Vid temperaturer över ca 450°C spelar sålunda krypningen stor roll redan vid mycket kortvariga förlopp. Detta framgår av figur 3:23 /42/, som visar töjningen vid konstant spänning som funktion av temperaturen vid olika konstanta uppvärmningshastigheter. Uppvärmningshastigheten påverkar tydligt den kritiska temperaturen.

Till skillnad mot vad fallet är för betong kan man för stål förut säga storleken på krypdeformationerna. I /39/ redovisas en teknik för detta samt erforderliga materialdata.

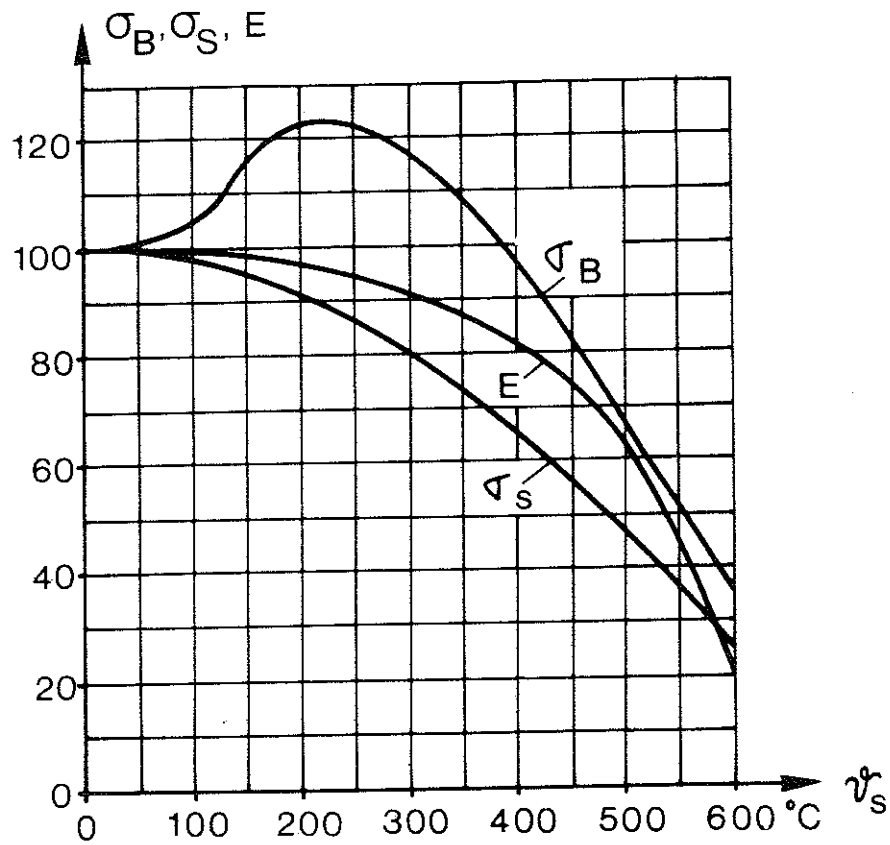


Fig 3:21 Brottspänningens (σ_B), elasticitetsmodulens (E) och sträckgränsens resp 0,2-gränsens (σ_S) variation med temperaturen för mjukt konstruktionsstål. Belastningshastighet: $1,2 \text{ MN/m}^2 \cdot \text{min}$.

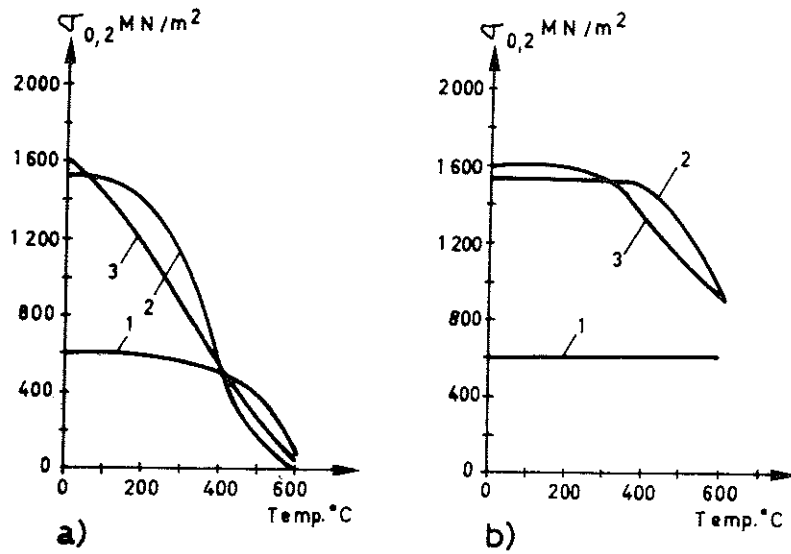


Fig 3:22 0,2-gränsen som funktion av temperaturen för
 1. Varmvalsat konstruktionsstål St 60/90, ϕ 25 mm
 2. Seghärdat stål, St 145/165, ϕ 5,2 mm
 3. Kalldraget stål, St 160/180, ϕ 5 mm
 a) Varmt tillstånd
 b) Efter avsvälning

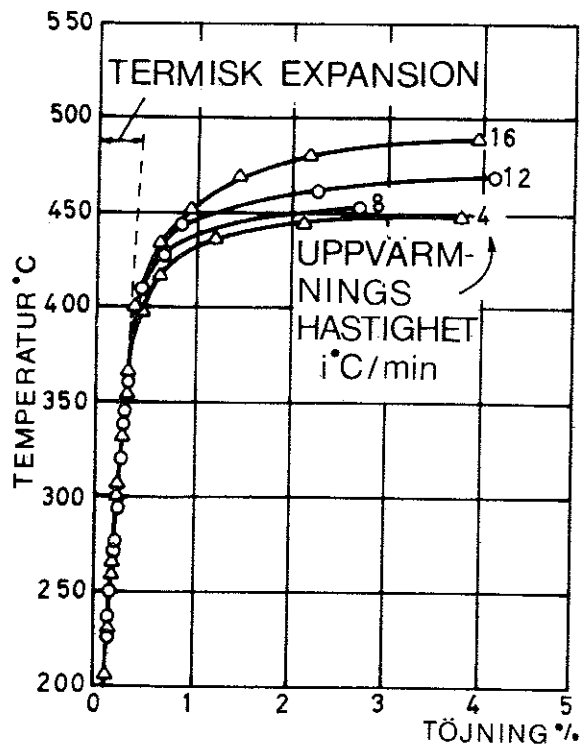


Fig 3:23
 Töjning som funktion av temperaturen för härdat spännstål vid konstant dragspänning 880 MN/m^2 och vid olika konstanta uppvärmningshastigheter.

4 SPJÄLKNINGSFENOMEN

4.1 Allmänt

Då betongkonstruktioner utsätts för temperaturpåverkan uppträder inte sällan ytavspjälkning eller avflagning av större eller mindre delar av betongen. Avspjälkningen sker oftast explosionsartat men kan också ha ett lugnare förlopp. Bortfallet av betongen genom avspjälkning inverkar sällan direkt på det statiska verkningssättet, men genom att armeringens täckskikt minskar eller försvinner ökar temperaturen i armeringen, vilket ger en minskad bärförmåga. I vissa fall kan dock avspjälkningen bli mycket kraftig och direkt påverka konstruktionens bärande funktion. Exempelvis har man vid brandprovning av slanka spännbetongbalkar erhållit mycket omfattande skador som direkt leder till brott.

Fenomenet avspjälkning är välkänt från såväl brandtekniska provningar som verkliga bränder. Erfarenhetsmässigt har man kunnat konstatera att benägenheten för avspjälkning ökar under följande förutsättningar (jämför /43/):

- vid hög fukthalt,
- vid närvaro av tryckspänning från yttre last eller från förspänning,
- vid hastig temperaturstegring,
- vid starkt osymmetrisk temperaturfördelning,
- vid tvärsnitt med tunna sektionsdelar, samt
- vid hög armeringstäthet.

Vidare är risken för avspjälkning större hos betong med kvartshaltig ballast jämfört med t ex kalkstensballast. Lättballastbetong och framför allt gasbetong har mindre spjälkningsbenägenhet än vanlig betong. En ökning av lufthalten medför en bättre beständighet mot ytavspjälkning.

Listan över sådana sekundära faktorer kunde utökas ytterligare, men de som angivits ovan torde vara viktigast, åtminstone vad det gäller den typ av temperaturpåverkan som är aktuell vid brand.

Trots att rapporter om inträffad avspjälkning är talrika i litteraturen finns det få systematiska undersökningar som syftar till

en funktionell förståelse av fenomenet. Till den senare kategorin hör dock arbeten av Meyer - Ottens /44/, Harmathy /45/ samt sovjetiska undersökningar, se t ex /46, 47, 48/. Den följande framställningen kommer i huvudsak att bygga på dessa referenser.

Man kan ange följande primära mekanismer, som var för sig eller i samverkan orsakar avspjälkning:

- 1) Ångtryck som utbildas vid det fria vattnets förångning.
- 2) Termiska spänningar till följd av förhindrade temperaturrörelser inklusive tvångsspänningar på grund av skillnader i armeringens och betongens längdutvidgning.
- 3) Avspjälkning på grund av strukturomvandling hos ballasten.

De två förstnämnda mekanismerna är de viktigaste och skall behandlas närmare i det följande. Vad gäller punkten 3 är enligt Meyer - Ottens omfattningen av "ballastavspjälkning" begränsad till enstaka korn vid ytan. Denna typ av avspjälkning ger alltså endast begränsade, ytliga skador och torde knappast i någon större omfattning samverka med de båda övriga mekanismerna.

4.2 Ångtryck

Vid uppvärmning av fuktigt material över vattnets kokpunkt, jfr avsnitt 2.3.2, övergår materialets fria vatten till vattenånga efter hand som temperaturen ökar i materialet. Om materialet har liten genomsläpplighet hindras borttransporten av vattenången och ett övertryck utbildas. Storleken av detta tryck avgörs av att borttransporten av vattenånga skall vara lika stor som produktionen. Avspjälkning inträffar om trycket - eventuellt i kombination med termiska och statiska dragspänningar - orsakar dragbrott i materialet.

Vid uppvärmning av fuktig betong sker en samtidig värme- och fukttransport, den senare i både ång- och vätskefas. Denna kombinerade mass- och värmetransport är av mycket komplicerad natur och någon kvantitativ teoretisk modell för beräkning föreligger ej. Man kan dock ge en ganska god kvalitativ beskrivning av förloppet baserad på erfarenheter från försök, /46, 47/. I det följande ges en be-

skrivning av det endimensionella fallet, som gäller t ex då en betongvägg uppvärms likformigt från en sida.

Vattnet förångas först vid den varma ytan, när denna nått ca 100°C . Efterhand som temperaturen ökar rör sig förångningszonen längre in i materialet. I figur 4:1 visas schematiskt läget efter en viss

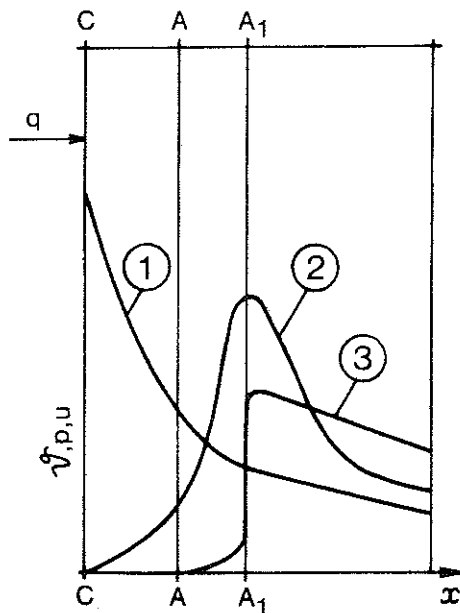


Fig 4:1

Principfigur för temperatur- och fuktförhållandena vid uppvärmning av fuktig betong. q = värmefflöde. Linje C - C: varma ytan, $A_1 - A_1$: förångningsfronten,

A - A: gräns för torr betong.

1. Temperatur, t

2. Ångtryck, p

3. Fuktkvot, u

tid. Närmast den varma ytan har man en torr zon, vars tjocklek hela tiden ökar. Därefter följer en - i allmänhet - smal zon där ångbildningen sker och innanför denna i sin tur en zon där vattnet i huvudsak enbart förekommer i vätskefas. Vattenången som bildas i ångbildningszonen transporteras dels i riktning mot den varma ytan och dels i motsatt riktning, där den avkyls och kondenserar igen. Det senare medför en ökad fukthalt närmast innanför ångbildningszonen. Så länge ången som bildas kan transporteras bort genom diffusion i riktning mot den varma ytan, bildas inget ångtryck. Om ångbildningen tenderar att överstiga den borttransporterade mängden ökar trycket i ångbildningszonen. Ökningen av trycket leder till en ökad ångtransport i båda riktningar samt en ökad transport av vätska i riktning mot den kalla ytan. På så sätt anpassar sig ångtrycket på den nivå som ger jämvikt mellan produktion och borttransport av ånga.

Efterhand som förångningsfronten rör sig inåt och avståndet till den varma ytan ökar, fordras högre tryck för att leda bort vattenången. Samtidigt ökar fuktinnehållet alltmer i området innanför

ångfronten, vilket medför att ångtransporten i riktning mot den kalla sidan minskar. Sålunda tenderar trycket vid ångfronten att öka efterhand som denna rör sig inåt. Emellertid minskar värme-flödets intensitet med ökande avstånd från den varma ytan med följd att ångproduktionen minskar. Vidare kan man förmoda att det hydrodynamiska motståndet hos den yttre, torra zonen inte ökar i proportion till dess tjocklek. Temperaturen blir nämligen så småningom hög i denna zon och som framgår av figur 4:2 ökar betongens luftgenomsläpplighet starkt med temperaturen. När avståndet till den kalla ytan minskar, underlättas också vätskeflödet i riktning mot denna.

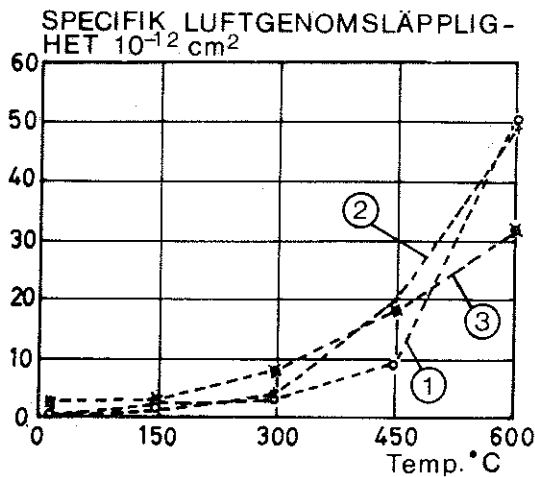


Fig 4:2
 Specifik luftgenomsläpplighet för betong med olika ballastmaterial efter avsvälning som funktion av temperaturen /32/.
 1. Kvarts
 2. Baryt
 3. Leca
 Betongsammansättning: se fig 3:8.

Följden blir att maximalt ångtryck uppträder då ångfronten befinner sig på ett visst avstånd från den varma ytan, vid djupare inträngning minskar trycket igen. Detta framgår av figur 4:3, som visar uppmätt ångtryck på avstånden 20, 50 och 100 mm från den varma ytan som funktion av tiden för ett block av värmebeständig betong, som uppvärmts från en sida, /47/. I figur a visas temperaturvariationen vid den varma ytan och det framgår att det är fråga om en relativt långsam uppvärmning.

Det bör påpekas att det uppmätta trycket avser trycket i det öppna porsystemet, och säger ingenting om trycket i mindre, slutna porer. Teoretiskt kan ångtrycket i en sluten por med liten radie bli betydande och det är osäkert i vilken mån detta inverkar vid avspjälkning.

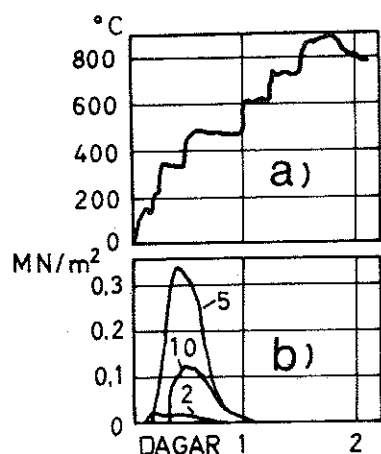


Fig 4:3

Temperatur på den uppvärmda ytan (fig a) och ångtryck p (fig b) på olika nivåer som funktion av tiden vid ensidig uppvärmning av ett block av värmebeständig betong. Dimensioner: 1050 x 1450 x 200 mm. Siffrorna vid kurvorna anger avstånd i cm från tryckgivarna till den uppvärmda ytan.

Försök har gjorts att kvantitativt beräkna ångtrycket av Harmathy /45/, Meyer -Ottens /44/ och Sullivan et al /49/. De föreslagna beräkningsmodellerna synes dock bygga på alltför orealistiska förutsättningar.

Den ovan givna principiella beskrivningen av förloppet vid uppvärmning av fuktig betong gäller naturligtvis under idealiserade förhållanden. I praktiska fall förekommer ofta oegentligheter som rubbar förutsättningarna. Vid sprickbildning t ex underlättas ång- och vattentransport, vilket ofta kan verka gynnsamt på avspjälkningsbenägenheten. Effekten kan dock bli den motsatta i fall då vatten hastigt tränger in genom sprickan till zoner med hög temperatur. Den snabba förångning som då sker kan leda till omedelbar avspjälkning, /44/.

4.3 Inverkan av termiska spänningar på avspjälkningen

Vid uppvärmning av betongkonstruktioner får man på grund av betongens värmetröghet och konstruktionens massiva karaktär ofta en mycket ojämn temperaturfördelning. Detta ger upphov till temperaturspänningar, vilka i allmänhet är två- eller tredimensionella. Därvid kan dragspänningar bildas, som uppnår draghållfastheten hos betongen. Dessa dragspänningar kan ibland ha en sådan orientering, att de ensamma eller i samverkan med ångtryck leder till avspjälkning.

Temperaturspänningarnas storlek beror av deformationsegenskaperna. Under elastiska förhållanden är spänningarna proportionella mot längdutvidgningskoefficienten α och elasticitetsmodulen E . En elasticitetsteoretisk beräkning kan dock endast ge en kvalitativ bild av spänningstillståndet. Vid en korrekt beräkning måste även icke-elastiska deformationer beaktas. Sådana deformationer medför normalt lägre spänningar än de elasticitetsteoretiska.

Vissa forskare (/13, 50/) har försökt förklara avspjälkningsfenomenen som ett tryckbrott i betongen till följd av de temperaturtryckspänningar som bildas i materialet närmast den temperaturpåverkade ytan. Denna förklaring är dock inte trolig eftersom betongens plasticeringsförmåga - i synnerhet vid förhöjd temperatur - torde vara tillräcklig för att utjämna dessa temperaturspänningar, jämför figur 3:16.

Däremot kan det mycket väl, trots betongens relativt stora deformbarhet, uppstå ogynnsamma dragspänningar under speciella förutsättningar. I figur 4:4 visas två exempel, där temperaturspänningarna ensamma kan orsaka avspjälkning. När de termiska tryckspänningarna som utbildas vid det varma ytskiktet möts vid ett hörn fås en sned dragspänning. Om denna spänning uppnår draghållfastheten kan den triangelformade delen spjälkas av, som visas i figuren. På samma sätt bildas vid en konvex yta, som uppvärms, radiella dragspänningar. Erfarenheter från brandförsök och verkliga bränder visar att avspjälkning är vanlig i de fall som visas i figur 4:4.

Om man liksom i föregående avsnitt studerar ett block eller en vägg med två parallella ytor, som uppvärms likformigt från en sida eller från båda sidorna, kan man konstatera att termiska normaltryckspänningar uppstår närmast den varma ytan. I en inre zon fås dragspänningar. Dessa spänningar är riktade parallellt med blockets ytor och kan därför inte bidra till avspjälkningen. Om spänningstillståndet inte varierar över ytan, förekommer inga skjuvspänningar och inte heller normalspänningar vinkelrät mot ytan. (Jämför en balk med konstant moment, där tvärkraften = 0). I partier där uppvärmningen är jämnt fördelad över en plan yta får man alltså inga dragspänningar, som är riktade så att de kan bidra till

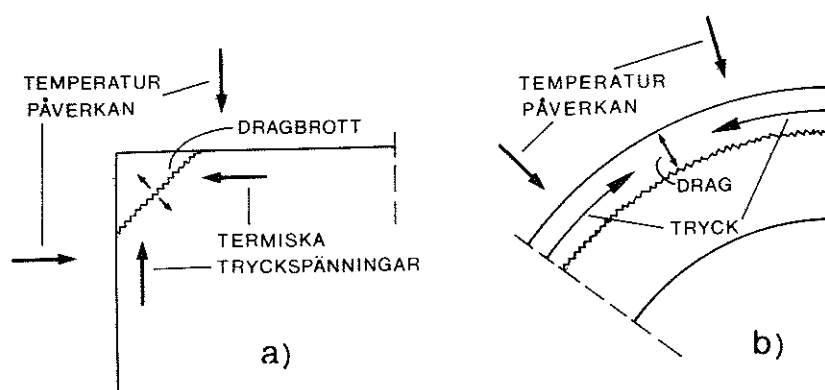


Fig 4:4 Termiska spänningar vid hörn (a) och konvex yta (b).

en avspjälkning. Om däremot temperaturpåverkan varierar från en punkt på ytan till en annan, uppstår skjuvspänningar i plan vinkelrät mot ytan. Dessa sammansätts till sneda dragspänningar, som kan bidra till att avspjälkning inträffar. Detta är bakgrunden till att avspjälkning ofta sker vid starkt ojämn eller lokal uppvärmning.

En annan typ av termiska spänningar är de som uppkommer genom att betongens och armeringsstålets termiska expansion inte är lika stor. Sådana tvångsspänningar tycks kunna uppstå trots att armeringens och betongens längdutvidgningskoefficienter är av samma storleksordning.

Ofta expanderar stålet något mera än betongen, vilket ger dragspänningar i betongen som kan bidra till avspjälkning. Detta gäller speciellt när armeringsstängerna ligger tätt intill varandra /44/.

4.4 Sammanfattning

De fenomen som ryms under begreppet avspjälkning kan inte beskrivas på ett entydigt sätt. Orsakerna till avspjälkningen kan inte generellt anges utan varierar från fall till fall. Man kan dock konstatera att vid allvarligare typer av avspjälkning tycks fukten spela stor roll.

Inverkan av de i avsnitt 4.1 angivna parametrarna låter sig i allmänhet lätt förklaras utifrån de mekanismer som beskrivits i avsnitten 4.2 och 4.3. Orsaken till att en pålagd tryckspänning ökar

spjälkningsbenägenheten är dock inte helt klar. En orsak kan vara att eventuella ogynnsamma temperaturspänningar blir större. Dessutom ökar antagligen inte betongens permeabilitet vid uppvärmningen lika mycket vid närvaro av tryckspänning.

Vid spännbetongbalkar med tunna liv har man vid brandprovningar observerat mycket kraftig avspjälkning. Livet utsätts för tvåsidig uppvärmning, vilket medför att vattentransporten inåt från den varma ytan snabbt blockeras. Vid tunna livtjocklekar sker denna blockering medan värmeförseeln ännu sker snabbt, varför förutsättningar föreligger för att ett stort ångtryck skall utbildas. Samtidigt medför förspänningen att permeabiliteten hålls låg och inga sprickor bildas som kan leda bort vattnet.

Mot bakgrunden av de beskrivna mekanismerna bakom fenomenet avspjälkning kan följande åtgärder vidtas för att minska risken för avspjälkning (/43/):

Åstadkomma så låg fukthalt som möjligt i betongen

Öka betongens permeabilitet genom tillsats av luftinblandare eller på annat sätt

Val av lämplig geometri, t ex undvikande av tunna sektionsdelar

Armering av betongens ytskikt med nät

Förse betongen med ett skyddsskikt, som minskar temperaturpåverkan.

Huruvida sådana åtgärder är ekonomiskt försvarbara får avgöras från fall till fall.

5 TEMPERATURPÅVERKADE ARMERADE BETONG- KONSTRUKTIONERS VERKNINGSSÄTT OCH BÄRFÖRMÅGA

5.1 Allmänt

Som nämnts i avsnitt 2 är det i princip möjligt att bestämma det instationära temperaturfältet i en godtyckligt vald betongvolym om temperaturen i omgivningen är känd. Armeringens närvaro innebär inga komplikationer för temperaturberäkningen. Ehm /13/ har studerat temperaturförhållandena kring ett armeringsjärn, se figur 5:1.

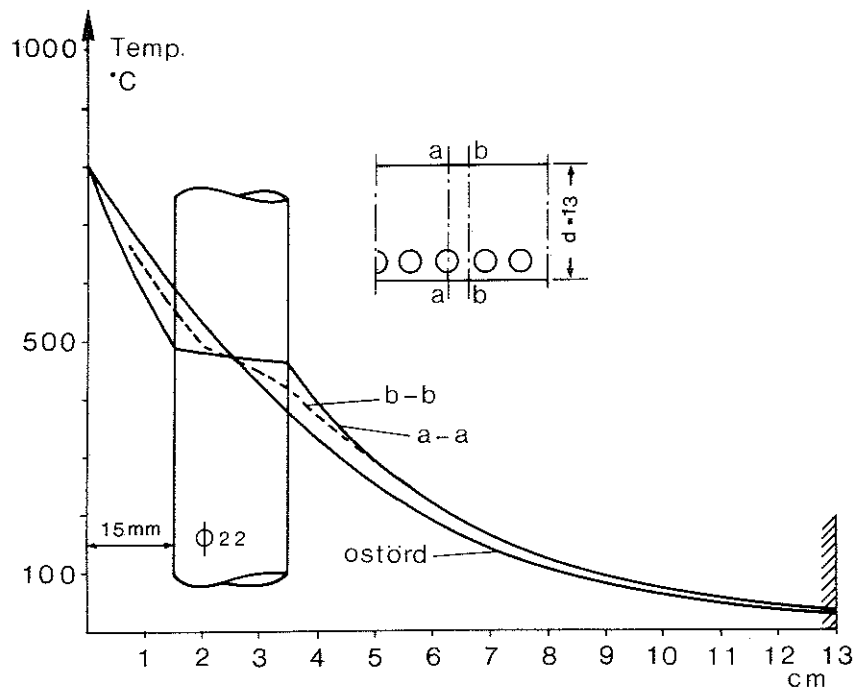


Fig 5:1 Beräknad temperaturprofil i en 13 cm tjock armerad betongplatta efter 60 min standardiserad brandpåverkan (fig 1:1). Kurvan märkt "ostörd" avser beräkning för homogen betong utan hänsyn till armeringen.

Armeringens inverkan är endast lokal och temperaturen i armeringsstången blir lika stor som den temperatur som fås vid stångens centrum om beräkningen sker utan hänsyn till dess närvaro. Detta är en viktig slutsats eftersom armeringens temperatur i många fall är avgörande för bärförmågan.

Temperaturpåverkan medför att de mekaniska egenskaperna försämras både hos betongen och armeringen på sätt som beskrives i avsnitt 3. Mycket ofta blir en konstruktions verkningssätt väsentligt annorlunda vid påverkan av höga temperaturer än vid normala förhållanden. Man kan därför inte omodifierat överta de beräkningsmodeller som används vid normala temperaturer och i dessa sätta in de materialdata som gäller vid de högre temperaturerna.

Karakteristiskt för temperaturpåverkade betongkonstruktioner är effekterna av förhindrad termisk expansion i form av tvångsspänningar och tvångskrafter. Dessa tvångsspänningar tenderar att utjämnas och försvinna på grund av plasticering då konstruktionen närmar sig brottstadiet. Frågan är i vilka fall betongens plasticeringsförmåga räcker till för att helt utjämna temperaturspänningarna. En analys av detta försvåras av brist på kännedom om betongens deformationsegenskaper vid hög temperatur. Deformationsbenägenheten tycks dock öka kraftigt med temperaturen, vilket medför att stora möjligheter till spänningsomlagringar föreligger.

Ett osäkerhetsmoment i en analys av armerade betongkonstruktioners beständighet mot temperaturpåverkan är förekomsten av avspjälkning. Genom avspjälkningen förändras geometrin och temperaturfältsberäkningar utförda med utgångspunkt från den ursprungliga geometrin ger därmed en felaktig bild. Vidare kan naturligtvis avspjälkningen direkt påverka kraftbilden hos konstruktionen.

Det är för närvarande omöjligt att ange mera detaljerade principer för beräkning av betongkonstruktioners verkningssätt och bärförmåga under temperaturpåverkan. Varje enskilt fall måste bedömas med utgångspunkt från de kunskaper man har om materialets egenskaper, temperaturrörelser etc. I det följande kommer konsekvenserna av termisk påverkan på några vanliga typer av bärande byggnadsdelar att översiktligt behandlas. Framställningen bygger dels på erfarenheter från litteraturen och dels på författarens egna slutsatser.

5.2 Balkar och plattor av armerad betong

I ett momentbelastat tvärsnitt av en balk eller en platta sker

brottet i de allra flesta fall genom att armeringens sträckgräns uppnås. Brottmomentet M_u kan skrivas

$$M_u = f_{sy} \cdot A_s \cdot z \quad (5:1)$$

där

f_{sy} = armeringens sträckgräns

A_s = armeringens area

z = inre hävarmen

Då temperaturen ökar i armeringsstängerna minskar sträckgränsen som visats i avsnitt 3.4, med följd att tvärsnittets momentupptagande förmåga minskar. I de flesta fall kan man bortse från att inre hävarmen något förändras på grund av temperaturpåverkan. Därför blir reduktionen av ett sådant tvärsnitts momentupptagande förmåga nästan enbart beroende av temperaturen i armeringsstålet. Detta framgår av figur 5:2, som visar nedböjningen hos såväl slak-

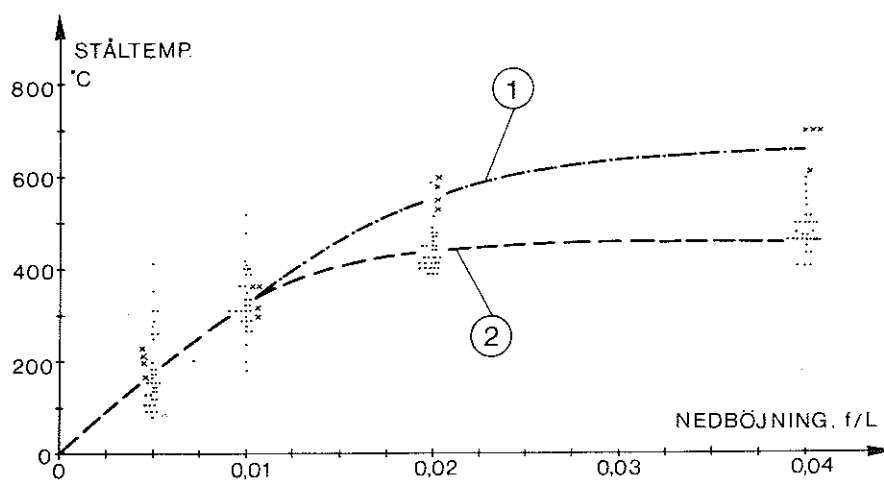


Fig 5: 2 Mittnedböjning f för fritt upplagda, slakarmerade balkar (1) resp spännbetongbalkar (2) under maximalt tillåten last som funktion av temperaturen i armeringsstålet /52/. L = balkarnas spannvidd.

armerade som spännarmerade betongbalkar som funktion av temperaturen i armeringsstålet. Balkarna utsattes för normenlig brandprovning enligt standardkurvan, se figur 1:1, och belastades i samt-

liga fall med maximalt tillåten brukslast. Den kritiska temperaturen för spännbetongbalkarna blir lägre eftersom spännstålets sträckgräns minskar relativt mer än slakarmeringens, jfr 3:4.

Bärförmågan hos en stor grupp konstruktioner kan alltså relativt enkelt förutsägas via temperaturen i armeringen. Vid brandpåverkan bestäms den kritiska armeringstemperaturen då brott inträffar av tvärsnittets utnyttjandegrad, dvs förhållandet mellan lasten vid brandtillfället och brottlasten vid normal temperatur. Vid normal utnyttjandegrad ligger kritiska temperaturen i storleksordningen 400°C eller högre.

Ovanstående förutsätter under- eller normalarmerat tvärsnitt, dvs att armeringens sträckgräns uppnås innan krossning uppträder i tryckzonen. I det mycket vanliga fall då temperaturhöjningen i huvudsak sker i dragzonen bibehåller betongen i tryckzonen i stort sett sin hållfasthet. Genom att armeringens dragupptagande förmåga minskar vid uppvärmningen erfordras också mindre tryckkraft i tryckzonen med följd att risken minskar för att betongkrossbrott blir avgörande. Å andra sidan medför temperaturhöjningen i dragzonen och dragarmeringen att balken eller plattan påtvingas en termisk krökning utöver den krökning som härrör från momentbelastningen. Vid given maximal brottstukning medför detta att neutrallagret höjs och tryckzonen blir mindre. Denna effekt tenderar alltså att öka risken för krossbrott. Överslagsberäkningar av Gustaferro et al /51/ visar dock att det fordras mycket stora påtvingade deformationer för att brottmomentet skall påverkas. Man kan därför antagligen räkna med att alla tvärsnitt som vid normala temperaturer är normalarmerade fungerar som sådana även vid temperaturpåverkan. Dessutom kan man räkna med att tvärsnitt där brottet under normala förhållanden primärt sker genom krossning i betongtryckzonen (böjning med samtidigt tryck, överarmerade tvärsnitt) vid termisk påverkan ofta fungerar som normalarmerade, beroende på att armeringens effektiva dragkraft minskar.

Ett annat problem är att armeringen vid förhöjd temperatur inte längre har någon utpräglad sträckgräns. För praktiska förhållanden får man tillräckligt noggranna resultat genom att ersätta sträckgränsen med 0,2-gränsen. En noggrannare analys där man tar

hänsyn till σ - ϵ -diagrammets krökta form kan i princip göras, se /51/. Därvid bör man även ta hänsyn till den påtvingade termiska krökningen samt stålets krypning.

Även om man i många fall kan bestämma böjmomentkapaciteten för ett termiskt påverkat armerat betongtvärsnitt kan man inte systematiskt utnyttja detta för dimensionering. Man måste nämligen förvissa sig om att inte skjuv-, förankrings- eller vidhåftningsbrott blir avgörande vid den termiska påverkan. En komplikation är också som tidigare nämnts förekomsten av avspjälkning som kan förändra förutsättningarna för beräkningen. Man kan också tänka sig fall där temperaturhöjningen i första hand påverkar tryckzonen, med följd att brottet sker genom krossning i tryckzonen innan flytning inträffar i armeringen.

De ovan nämnda problemen, som kan tänkas uppträda, är ännu mycket ofullständigt belysta i litteraturen. Erfarenheter från brandförsök tyder visserligen på att skjuv- eller krossbrott mycket sällan är avgörande för bärförmågan. Man bör dock notera att de flesta brandförsök som gjorts avser statistiskt bestämda balkar eller plattor, som upphettas underifrån, dvs i huvudsak i dragzonen. Man kan därför inte generalisera dessa iakttagelser.

För statistiskt bestämda konstruktioner som fritt upplagda balkar och enkelspända plattor sker brottet då det mest ansträngda tvärsnittet uppnår brottmomentet. Vid statistiskt obestämda konstruktioner däremot, sker en omlagring av moment till andra delar av konstruktionen före brott.

I det senare fallet kan en analys ske på basis av gränslastteorin, vilken förutsätter att en fullständig momentomlagring sker före brott. Vid temperaturpåverkade statistiskt obestämda konstruktioner kan man då i regel anta att gränslastmomentet i varje snitt bestäms av temperaturen i armeringen. Det bör dock noteras att i partier där tryckzonen exponeras och dragzonen är mera skyddad - vilket är vanligt vid statistiskt obestämda konstruktioner med varierande tecken på momentet - kan tryckzonen försvagas så att armeringens maximala dragkraft ej kan utnyttjas. I sådant fall måste gränslastmomentet reduceras.

Förutsättningen för att en fullständig momentomlagring skall kunna ske före brott är att rotationskapaciteten är tillräcklig, dvs att erforderliga krökningsändringar kan äga rum utan att detta i sig orsakar brott. Man kan konstatera att rotationskapaciteten antagligen i de flesta fall ökar något vid termisk påverkan, eftersom deformerbarheten hos betongen ökar med temperaturen. Å andra sidan kan också större rotationer erfordras, eftersom den termiska expansionen kan orsaka kraftiga tvångsmoment, som måste utjämnas före brott. Trots att frågan om rotationskapaciteten vid temperaturpåverkan är ofullständigt utredd, kan man konstatera att statistiskt obestämda konstruktioner som regel är gynnsammare än statistiskt bestämda. Om något tvärsnitt i en statistiskt obestämd konstruktion försvagas på grund av termisk påverkan kan man i stället utnyttja reservkapacitet i andra delar i konstruktionen som är mindre utsatta. Ett exempel på detta ger figur 5:3 /53/, som visar böjmomentfördelningens och momentkapacitetens förändring med tiden för en kontinuerlig, armerad betongbalk, med utformning enligt figuren. Balken utsattes för brandpåverkan underifrån enligt standardkurvan, se figur 1:1, och lasterna P_1 och P_2 på konsolerna reglerades hela tiden så att konsolspetsens deformation var noll. Genom att balkens undersida uppvärms får balken en tendens att kröka sig nedåt, vilket dock motverkas av att inspänningsmomenten ökar. Inspänningsmomenten uppnår på så sätt snabbt gränslasten (detta sker inte rakt över stödet utan en bit in på balken där armeringen avkortats) samtidigt som fältmomentet minskar. Med fortsatt brandpåverkan ökar temperaturen i fältarmeringen med som följd en successiv minskning av momentkapaciteten i fält. Efter 3,5 h har momentkapaciteten i fält minskat till samma nivå som det aktuella momentet, varvid balken går till brott. En likadan balk provades fritt upplagd ($P_1 = P_2 = 0$), med motsvarande utnyttjandegrad för fältmomentet och i övrigt lika förutsättningar. Balken gick då till brott efter 1 h 20 min.

Även vid andra i litteraturen redovisade försök med kontinuerliga balkar tycks rotationskapaciteten ha varit tillräcklig för en närmast fullständig momentomlagring enligt gränslastteorin, se /54, 55/.

Dubbelspända plattor som utsätts för termisk påverkan torde i normala fall kunna analyseras med de gränslastmetoder (strimlemetoden,

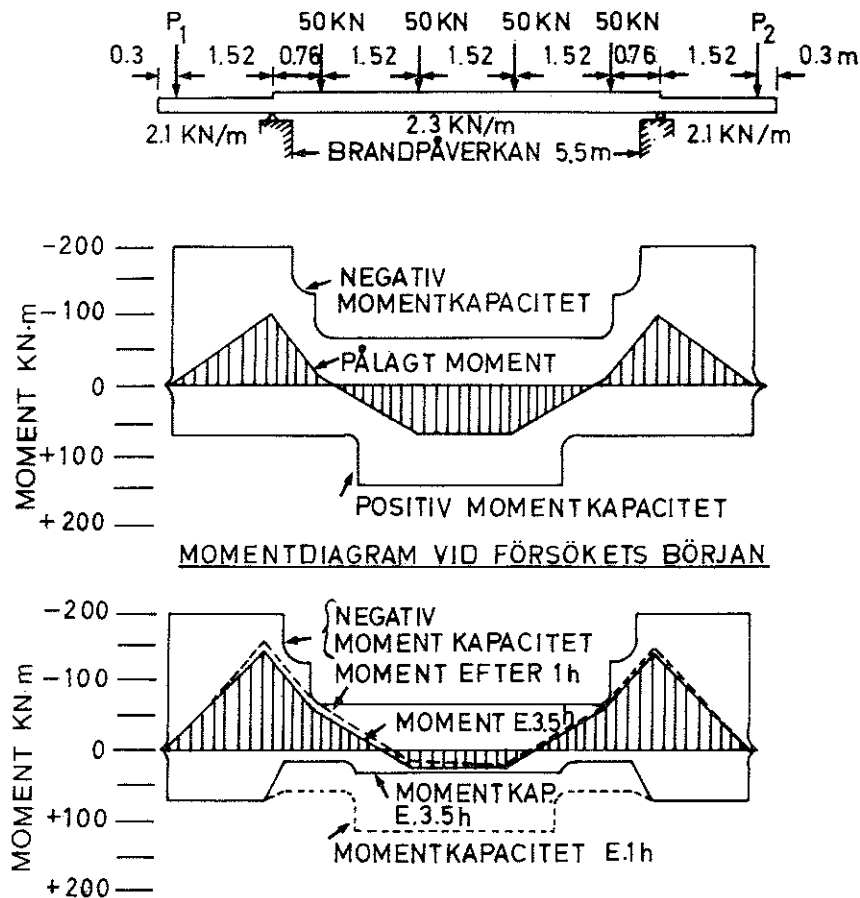


Fig 5:3 Böjmomentfördelning och momentkapacitet vid olika tidpunkter för statistiskt obestämd armerad betongbalk utsatt för brandprovning enligt standardförfarande. Vid försökets början var $P_1 = P_2 = 60 \text{ kN}$.

brottlinjeteorin m m) som används under normala förhållanden, om hänsyn tas till att armeringens sträckgräns minskar på grund av temperaturhöjningen. Inga försöksresultat föreligger dock som kan bekräfta detta.

Vid termiskt påverkade balkar och plattor måste man också beakta eventuella axiella tvångskrafter i balkens längsriktning respektive plattans plan till följd av förhindrad termisk expansion. Läget och storleken av sådana krafter beror i hög grad på detaljutformningen vid ändar och upplag. I de flesta fall verkar dessa tvångskrafter gynnsamt på tvärsnittets böjmomentupptagande förmåga genom att fungera som en förspänning. Visserligen kan man tänka sig fall där krossbrott i tryckzonen skulle kunna inträffa på grund av tvångskrafterna, men med hänsyn till betongens plas-

ticeringsförmåga under tryckpåkänning är detta dock mindre sannolikt.

5.3 Pelare och väggar

För en centriskt tryckt pelare utan knäckningsrisk sker brottet genom direkt krossning i betongen. Man räknar då med att armeringen samtidigt flyter. Brottlasten P_u fås genom direkt summering av de tryckkrafter som armeringen respektive betongen kan ta upp

$$P_u = f'_c \cdot A_c + f'_{sy} \cdot A_s \quad (5:2)$$

med

f'_c = betongens hållfasthet

f'_{sy} = armeringens stukgräns

A_c = betongens area

A_s = längsarmeringens area

Vid temperaturpåverkan förändras värdena på f'_c och f'_{sy} i varje punkt i tvärsnittet beroende på temperaturen där. Dessutom ger en ojämn uppvärmning upphov till temperaturspänningar över tvärsnittet som överlagras på den jämnt fördelade tryckspänningen. I brottstadiet har dessa spänningar dock liten eller ingen betydelse om de kan utjämnas genom plasticering. Frågan är här som tidigare om deformationskapaciteten är tillräcklig för att medge en fullständig plasticering. Om så är fallet kan pelarens brottlast skrivas (1561):

$$P_{u\theta} = \int_{A_c} f'_{c\theta} \cdot dA_c + \sum_m f'_{sy\theta} \cdot A_{sj} \quad (5:3)$$

med

$P_{u\theta}$ = brottlast för temperaturpåverkad pelare

$f'_{c\theta}$ = betongens tryckhållfasthet vid temperaturen θ

$f'_{sy\theta}$ = armeringens stukgräns vid temperaturen θ

A_{sj} = tvärsnittsarea för armeringsstång j

m = antal längsgående stänger

Om tvärsnittet indelas i n st element med ytan ΔA_i , som är så små att temperaturen inom varje element kan anses konstant ($= \theta$) och om betongarean A_c approximativt sätts lika med tvärsnittsarean A fås

$$P_{u\theta} = \sum_n f'_{c\theta} \cdot \Delta A_i + \sum_m f'_{sy\theta} A_{sj} \quad (5:4)$$

Det är för närvarande svårt att avgöra om förutsättningen om plastiskt material är motiverad. Troligen ger ekv. (5:4) under vissa förhållanden alltför höga värden på brottlasten, beroende på att fullständig spänningsomlagring inte kan ske. Vidare gäller formelerna endast under förutsättning att ingen kraftig avspjälkning inträffar. Detta är naturligtvis en inskränkning som förhåller en mer systematisk tillämpning t ex i brandsammanhang.

Dessutom gäller ovanstående resonemang ej vid starkt osymmetrisk uppvärmning av pelaren, eftersom en sådan ger upphov till en krökning och utböjning av pelaren, som orsakar mer eller mindre stora tilläggsmoment. Denna effekt blir mer accentuerad vid slanka pelare samt vid excentriskt tryck. En tillförlitlig beräkning av bärförmågan under sådana förhållanden är inte möjlig med nuvarande kunskaper om betongens deformationsegenskaper.

Excentriskt tryckbelastade pelare som är ungefär symmetriskt temperaturpåverkade och som är så korta att inverkan av tilläggsutböjningar kan försummas, bör kunna beräknas på motsvarande sätt som vid normala temperaturer. Med kännedom om den temperaturpåverkade pelarens eller balkens bärförmåga dels vid centriskt tryck och dels vid ren böjning kan man konstruera ett interaction-diagram som är likformigt med det interaction-diagram som gäller vid icke-temperaturpåverkan. Ett exempel visas i figur 5:4 för en kvadratisk pelare som utsätts för brandpåverkan enligt standardkurvan (fig 1:1). Figuren som hämtats från /56/ visar interaction-diagrammet vid olika tidpunkter efter brandens början. Det bör påpekas att antagandet om att interaction-diagrammet förändras likformigt vid ökande temperatur inte är teoretiskt eller experimen-

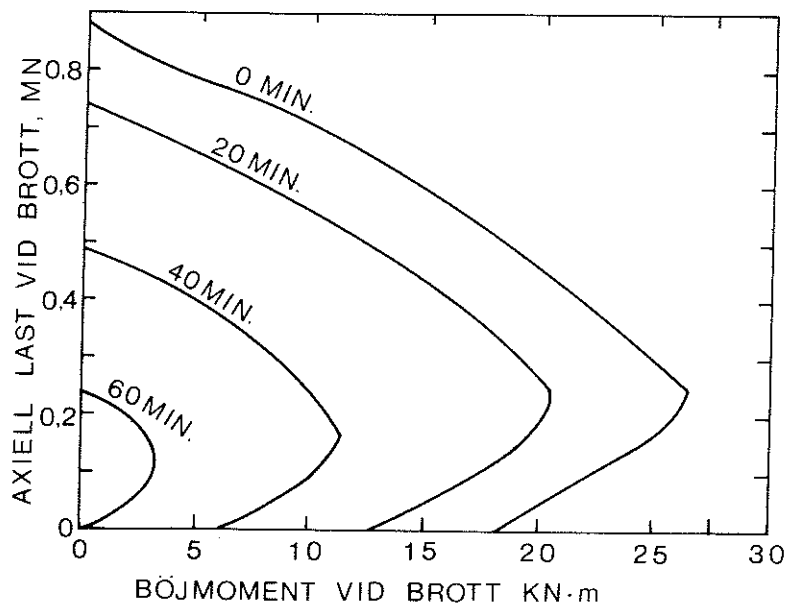


Fig 5:4 Inverkan av brand på bärförmågan hos excentriskt tryckt armerad betongpelare utan knäckningsrisk. Kvadratisk tvärsnitt 150 x 150 mm. 3,5 % armering, täckskikt 13 mm.

tellt underbyggt utan endast bygger på att verkningssättet inte förväntas nämnvärt förändras vid en symmetrisk, termisk påverkan. För praktiska förhållanden torde noggrannheten vara fullt tillräcklig om man använder diagram av den typ som visas i figur 5:4. Det förutsätter dock som nämnts att tilläggsmoment och -deformationer ej spelar någon avgörande roll.

Vid slanka pelare där knäckning är avgörande beror den maximala bärförmågan i stor utsträckning på deformationsegenskaperna. Vid elastisk knäckning är knäcklasten proportionell mot elasticitetsmodulen. Om en pelare, vars utformning är sådan att vid normal temperatur elastisk knäckning är avgörande, utsätts för höga temperaturer, minskar bärförmågan dels genom att elasticitetsmodulen minskar och dels genom att icke-elastiska deformationer uppträder. Detta medför att bärförmågan hos slanka pelare reduceras relativt mer vid en given termisk påverkan.

Sammanfattningsvis kan man konstatera att möjligheten att dimensionera pelare och väggar av armerad betong vid temperaturpåverkan är begränsad. I de fall då knäckning och tilläggsutböjningar måste tas

med i beräkningen, kan för närvarande inte ens en grov bestämning av bärförmågan göras.

5.4 Spännbetongkonstruktioner

Balkar och plattor av spännbetong fungerar på liknande sätt som slakarmerade sådana i brottstadiet. Brottlasten är alltså direkt relaterad till temperaturen i spännarmeringen, se figur 5:1. Man kan här liksom vid slakarmering basera en bestämning av bärförmågan på 0,2-gränsens variation med armeringstemperaturen. Förspända konstruktioner är känsligare för temperaturpåverkan än slakarmerade, vilket beror på att spännstålets hållfasthet försämras relativt mer med temperaturen, se 3.4.

Vidare är risken för avspjälkning i allmänhet större vid spännbetongkonstruktioner än vid slakarmerade konstruktioner, se kap 4. Hos slanka spännbetongbalkar medför en avspjälkning ofta kraftiga skador eller omedelbar kollaps.

I bruksstadiet kan även en relativt måttlig temperaturhöjning leda till stora spännkraftsförluster. Krympning, krypning och elastiska deformationer hos betongen ökar kraftigt med temperaturen liksom relaxationen hos stålet. Den ökade krypning, som sker under själva uppvärmningen (se 3.3.3), har troligen stor betydelse. Temperaturrörelser kan också ge upphov till förändringar i spännkrafterna. Vid upprepade temperaturcykler blir förlusterna större.

En mera noggrann beräkning av spännkraftförlusterna blir relativt komplicerad mot bakgrund av de otillräckliga kunskaperna om deformationsegenskaperna hos framförallt betongen vid förhöjd temperatur. Det står emellertid klart att det är mycket svårt att säkra spännarmeringens deformations- och sprickreducerande funktion även vid måttliga temperaturhöjningar. Hos en förspänd konstruktion som dimensioneras för normala förhållanden kan man räkna med att en stor del av spännkraften går förlorad redan då temperaturen i spännablarnas nivå uppgår till 100°C.

5.5 Bedömning av skadade konstruktioners användbarhet

I detta avsnitt skall ges några riktlinjer till hjälp vid bedömning av armerade betongkonstruktioners funktionsduglighet efter att de utsatts för temperaturpåverkan.

En termisk påverkan kan ge upphov till följande typer av skador:

Permanent försämring av betongens och armeringens mekaniska egenskaper.

Bortfall av material genom avspjälkning och dyl.

Kvarstående deformationer och sprickbildning.

Förlust av förspänning hos spännbetong.

Utseendeförändringar.

Här skall endast diskuteras skador som inte är direkt påvisbara, vilket i synnerhet gäller förändringen av de mekaniska egenskaperna samt konsekvenserna av detta för byggnadsdelens funktion. För att kunna bedöma detta är det önskvärt att veta vilka temperaturer som uppträtt i olika delar av konstruktionen. Om man känner den yttre termiska påverkan till ungefärlig storlek och varaktighet kan man med hjälp av dator eller med de metoder som angetts i avsnitt 2:4 få ett begrepp om storleken på de temperaturer som uppträtt i olika delar av konstruktionen.

Ett annat sätt att rekonstruera temperaturförhållandena har föreslagits av Harmathy /57/. Han visar att man med hjälp av termogravimetrisk analys kan avgöra vilken temperatur betongen tidigare varit uppvärmd till. Detta innebär att små prov av krossad betong värms upp med konstant hastighet, varunder viktsminskningen kontinuerligt registreras. Genom att jämföra viktsminskningskurvorna för temperaturpåverkad respektive opåverkad betong kan man avgöra vilken temperatur den förstnämnda har utsatts för. Principen framgår av figur 5:5. Förutsättningen är att proverna tas inom 1 à 2 dygn efter uppvärmningstillfället för att betongen inte skall hinna ta upp fukt ur luften i någon avgörande omfattning.

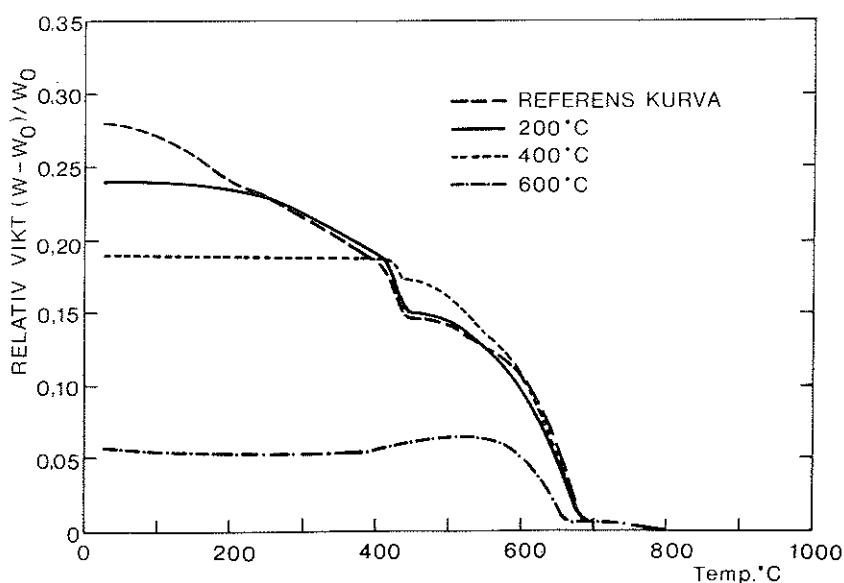


Fig 5:5 Termogravimetriska kurvor för cementpasta som före försöket utsatts för olika temperaturer. Alla provkroppar uttorkades i 105°C före uppvärmningen för att uppnå ett "referenstillstånd". Referenskurvan avser provkroppar som provats i detta tillstånd. W = vikten vid viss temperatur, W_0 = vikt vid försökets slut.

Själva provtagningen måste också ske utan tillförsel av fukt eller vatten.

Om man kan uppskatta vilka temperaturer byggnadsdelen utsatts för kan man också få en uppfattning om de mekaniska egenskaperna. Resthållfastheten hos betong vid olika uppvärmningstemperaturer och dess förändring under olika klimatiska förhållanden efter uppvärmningstillfället har behandlats i avsnitt 3.2.5. Hållfastheten kan även bestämmas på provkroppar som borraras ut ur den skadade byggnadsdelen. Vid behandlingen av provkropparna måste man beakta de effekter av efterlagring som redovisas i avsnitt 3.2.5. Om t ex borrarningen sker med tillsats av vatten kan man få resultat som är för höga genom att betongen rehydratiseras före provningen.

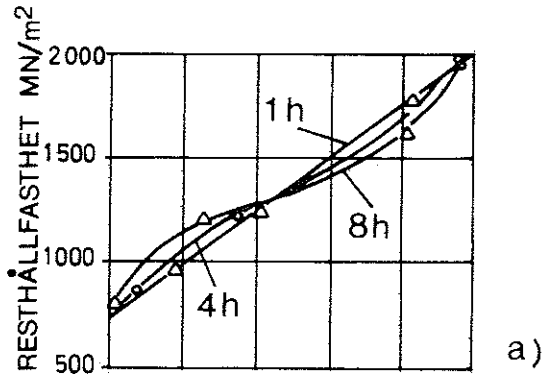
Om man ser på betongens hållfasthet som funktion av temperaturen finner man att hållfastheten försämras starkt vid 500 å 600°C. De delar av en konstruktion som utsatts för temperaturer över denna

nivå har alltså blivit allvarligt skadade. Sådana partier kan också lätt bilas bort och på så sätt kan man lätt identifiera dem och få en uppfattning om vilka temperaturer som förekommit.

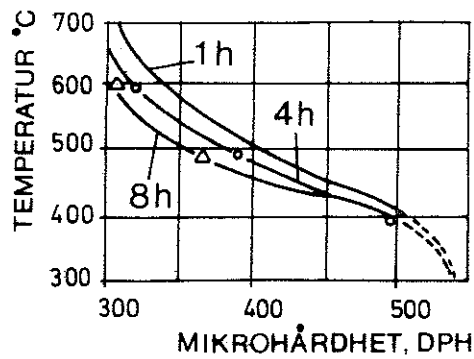
I figur 3:22b visas resthållfastheten hos varmvalsade och kallbearbetade armeringsstål som funktion av temperaturen. Man kan notera att varmvalsat stål helt återfår sin hållfasthet, medan kalldraget stål får en viss kvarstående försämring vid temperaturer över 400°C . Om man vill bestämma resthållfastheten hos t ex spännstål i en skadad konstruktion utan att förstöra någon kabel, kan man genom hårdhetsprov få en uppfattning om eventuell hållfasthetsnedsättning, se Abrams & Erlin /58/. I figur 5:6a visas som exempel sambandet mellan vickershårdhet (DPH = Diamond Pyramid Hardness, ASTM, Metod E 92) och resthållfasthet hos stålet. Samband mellan hårdhet och temperatur visas i figur 5:6b.

Huruvida en byggnadsdel kan användas eller ej efter termisk påverkan beror naturligtvis på vilka funktions- och säkerhetskrav man ställer i varje enskilt fall. Om man har en uppfattning om hur hållfasthetsegenskaperna har förändrats, kan man i de flesta fall analysera konstruktionen efter de principer som getts i avsnitten 5.1 - 5.4. Man kan naturligtvis också, då så är möjligt, ta ut hela byggnadsdelar (balkar, plattor etc) och prova dem. Man bör också beakta att i en konstruktion som varit utsatt för temperaturpåverkan kan efteråt finnas inbyggda spänningar och snittkrafter, /54/.

Bengtsson /59/ (se även /60/) har undersökt resthållfastheten för centriskt tryckta, korta pelare efter symmetrisk brandpåverkan simulerad i brandprovningssugn med temperatur-tidkurva enligt ISO-standard. Han visade att man med god noggrannhet kan beräkna resthållfastheten med utgångspunkt från maximitemperaturerna som uppträtt i konstruktionen. Den högsta temperatur som förekommit i en viss punkt översätts till hållfasthet, t ex via kurva 2 i figur 3:7. En integration över tvärsnittet ger därpå totala bärförmågan. Jämförelse mellan på detta sätt beräknade brottlastvärden och försöksresultatet ges i figur 5:7 (efter /59/) och visar god överensstämmelse. Vid beräkningen har inverkan av armeringsjärnets tryckupptagande förmåga försumrats, vilket kanske kan motiveras med att



a)



b)

Fig 5:6

Samband mellan hårdhet och resthållfasthet (fig a) samt mellan hårdhet och uppvärmningstemperatur (fig b) för spännstål som exponerats vid förhöjd temperatur under 1,4 resp 8 h. (DPH = Diamond Pyramid Hardness, se ASTM, Metod E92.)

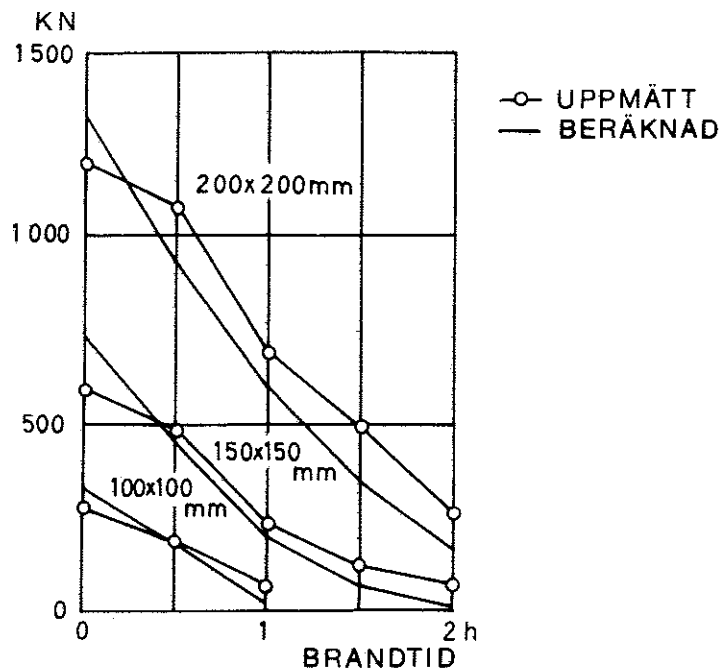


Fig 5:7 Uppmätta och beräknade värden på restbärförmåga för betongpelare utan knäckningsrisk som funktion av uppvärmningsfasens längd vid standardiserad brandpåverkan (fig 1:1). Kvadratisk tvärsnitt med sidan 100, 150 resp 200 mm.

samverkan mellan armering och betong helt eller delvis försvinner som följd av den termiska påverkan.

Restbärförmågan hos armerade betongbalkar har undersökts av Anderberg /54/. Undersökningen avsåg symmetriskt armerade (lika tryck- och dragarmering) plattstrimlor med tjockleken 150 mm, som utsattes för ensidig termisk påverkan enligt figur 5:8b i en gaseldad ugn. Efter försöket belastades plattstrimlorna till brott så som visas i figur 5:8b med den temperaturpåverkade sidan vänd dels uppåt och dels nedåt. I det förra fallet blir därmed skadan koncentrerad till dragzonen och i det senare fallet till tryckzonen. I figur 5:8a visas mittnedböjningen som funktion av lasten för dessa båda alternativ samt för en helt opåverkad balk. Man ser att då temperaturpåverkan huvudsakligen avser dragzonen är bärförmågan efteråt praktiskt taget oförändrad. Detta beror naturligtvis på att armeringens sträckgräns inte har förändrats. Däremot får man en viss reduktion av brottmomentet om tryckzonen varit utsatt för termisk påverkan. I det exemplifierade fallet uppgick denna reduktion till 20 à 25 %. Tryckzonens förstöring bör kunna uppskattas vid kända temperaturer på liknande sätt som för en centriskt tryckt pelare.

Resultaten i figur 5:8 tycks visa att skador på betongen i dragzonen är betydelselösa för bärförmågan. Detta gäller endast så länge armeringens förankring är säkrad. Om betongen är skadad i förankringszoner, vid skarvar o dyl, påverkar detta bärförmågan. Dessutom kan risken för skjuvbrott öka. Vid bedömning av skadade konstruktioner måste man därför noga beakta dessa effekter.

Vid förspänd betong kan som nämnts i avsnitt 5.4 relativt måttliga temperaturer orsaka avsevärd förlust av förspänningskraft. Även om man känner temperaturhistorien kan man inte uppskatta förspänningsförlusterna. För att få en uppfattning om dessa måste man därför antingen ta ut en representativ skadad byggnadsdel och prova den eller, om så är möjligt, frigöra spännstålet och göra en direkt undersökning. En sådan undersökning kan göras genom att någon eller några spännrådar klipps av och förkortningen över en viss sträcka registreras. Detta ger ett mått på kvarvarande spännkraft.

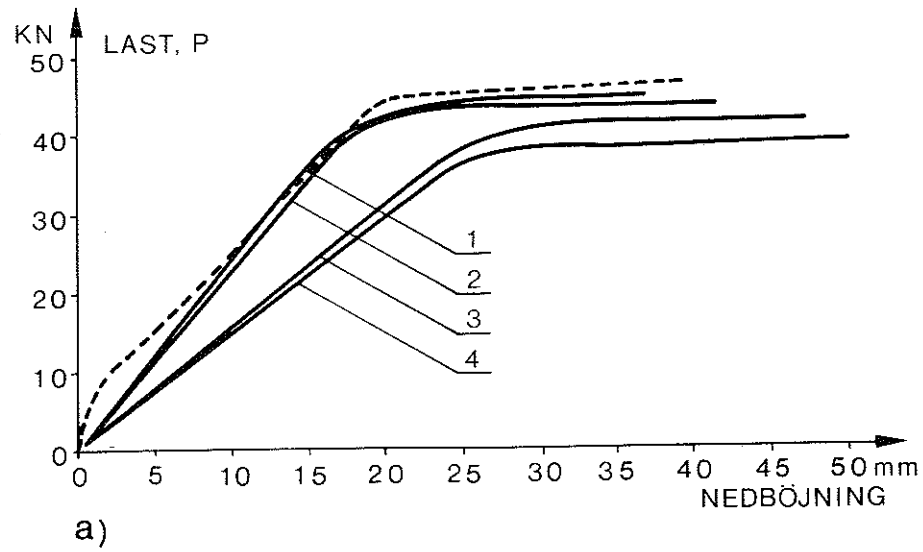


Fig 5:8 a) Mittnedböjning som funktion av lasten P för armerade betongbalkar som varit utsatta för ensidig termisk påverkan enligt fig b. Tvärsnittskaraktäristika och övriga geometriska data framgår av fig b. Streckade kurvan avser icke temperaturpåverkad balk.
 Kurva 1 och 2: Uppvärmda sidan vänd nedåt
 Kurva 3 och 4: Uppvärmda sidan vänd uppåt

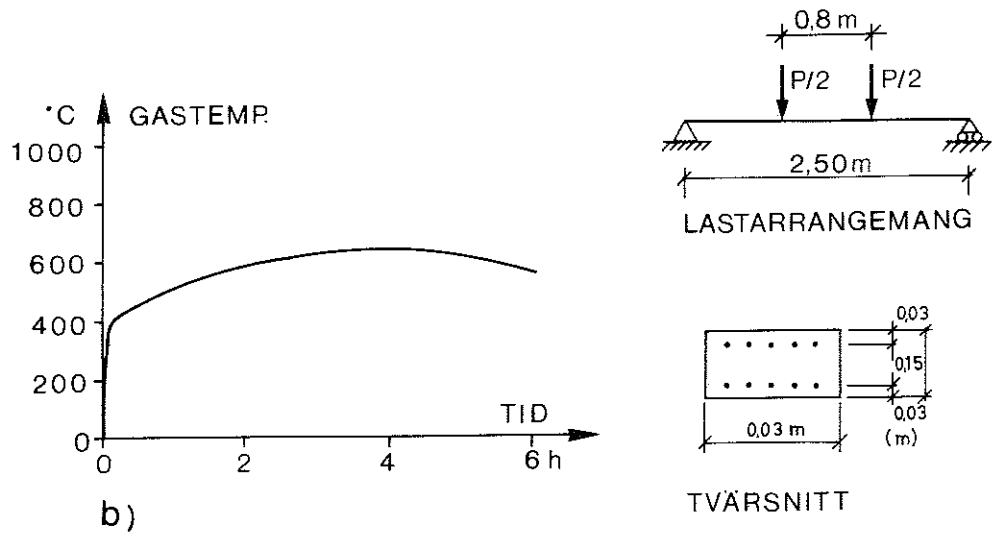


Fig 5:8 b) Tid-temperaturkurva använd vid försök₂ enligt fig a. Kurvan motsvarar brandbelastningen 60 Mcal/m^2 omslutningsyta och öppningsfaktorn $0,01 \text{ m}^{1/2}$. Armering $5 \phi 10$, $K_s 40$ i såväl underkant som överkant.

BETECKNINGAR

a	= diffusivitet	m^2/s
A_c	= betongarea	m^2
A_s	= armeringsarea	m^2
c_p	= specifikt värme	$J/kg \cdot ^\circ C$
f'_c	= betongens tryckhållfasthet	N/m^2
$f'_{c\theta}$	= betongens tryckhållfasthet vid temperaturen θ	N/m^2
f_{sy}	= armeringsstålets sträckgräns	N/m^2
f'_{sy}	= armeringsstålets stukgräns	N/m^2
Fo	= $a \cdot t / \delta^2$, Fouriers tal	
H	= latent värme	J/kg
i_v	= entalpi refererad till volymsenhet	J/m^3
k	= konstant	
l	= inträngningsdjup för fasförändring	m
M_u	= brottböjmoment	$N \cdot m$
p	= ångtryck	N/m^2
$P(Fo, \frac{x}{\delta})$	= $1 - \frac{v}{v_w}$ för oändlig platta med tjocklek 2δ	
P_u	= brottlast	N
$P_{u\theta}$	= brottlast vid temperaturpåverkan	N
q	= värmefflöde	W/m^2

$S(X)$	=	$1 - \operatorname{erfc}(X)$, semiinfinitt medium	
t	=	tid	s
Δt	=	tidssteg	s
t_{\max}	=	tid då maximal temperatur uppnås	s
t_r	=	varaktighet för rektangulär temperaturpuls	s
T	=	$1 - \frac{\psi}{\psi_w}$, vid flerdimensionell värmeströmning	
u	=	fuktkvot	%
v	=	hastighet för inträngning av fasförändring	m/s
w	=	vikt	kg
w_o	=	vikt efter uppvärmning till 800°C	kg
x	=	rumskoordinat	
Δx	=	elementtjocklek	
X	=	$x/2\sqrt{at}$	
y	=	rumskoordinat	
z	=	rumskoordinat	
α	=	värmeövergångstal	$\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$
α_k	=	värmeövergångstal för ledning och konvektion	$\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$
α_s	=	värmeövergångstal för strålning	$\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$
α_u	=	värmeövergångstal vid frånsidan	$\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$
γ	=	skrymdensitet	kg/m^3
δ	=	vägg tjocklek	m

ϵ_g	=	emissionstal för en gasmassa	
ϵ_{res}	=	resultterande emissionstal	
ϵ_s	=	emissionstal för en yta	
ϑ	=	temperatur	$^{\circ}\text{C}$
ϑ_a	=	lufttemperatur, frånsidan	$^{\circ}\text{C}$
ϑ_d	=	temperatur då fasförändring sker	$^{\circ}\text{C}$
ϑ_g	=	gastemperatur	$^{\circ}\text{C}$
ϑ_x	=	temperatur på avståndet x från ytan	$^{\circ}\text{C}$
ϑ_w	=	yttemperatur, varma ytan	$^{\circ}\text{C}$
ϑ_s	=	yttemperatur, frånsidan	$^{\circ}\text{C}$
λ	=	värmeledningstal	$\text{W/m}\cdot^{\circ}\text{C}$

Litteraturreferenser

- /1/ Petzold, A., Röhrs, M.: Beton für hohe Temperaturen. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1965. (I engelsk översättning: Concrete for High Temperatures. MacLaren and Sons, London 1970.)
- /2/ Nekrassow, K.D.: Hitzebeständiger Beton. Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin 1966.
- /3/ Lea, F.C., Stradling, R.D.: The Resistance to Fire of Concrete and Reinforced Concrete. Engineering V. 114, No. 2959, pp 341-344, och No. 2960, pp 380-382, Sept. 1922.
- /4/ Pettersson, O.: Structural Fire Engineering Research Today and Tomorrow. Acta Polytechnica Scandinavica. Civil Engineering and Building Construction. Series No. 33, Stockholm 1965.
- /5/ Stålbyggnadshandboken. Norrbottens Järnverks Aktiebolag, Luleå 1972, Kap 8.
- /6/ Magnusson, S.E., Pettersson, O., Thor, J.: Handbok i brandteknisk dimensionering. Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm. (Under publicering.)
- /7/ Ödeen, K.: Fire Resistance of Concrete Double T Units. Acta Polytechnica Scandinavica, Ci 48, Stockholm 1968.
- /8/ Fröberg, C-E.: Lärobok i numerisk analys. Stockholm 1967.
- /9/ Björk, Å., Dahlquist, G.: Numeriska metoder. Lund 1970.
- /10/ Douglas Jr., J.: A Survey of Numerical Methods for Parabolic Differential Equations, Advances in Computers, 2:1. Academic Press, 1961.
- /11/ Zienkiewics, O.C.: The Finite Element Method in Engineering Science. McGraw-Hill, London 1971.

- /12/ Ödeen, K.: Teoretisk bestämning av temperaturförloppet i några av brand påverkade konstruktioner. Byggmästaren nr 4, Stockholm 1963.
- /13/ Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, Braunschweig 1967.
- /14/ Rohsenow, W.M., Hartnett, J.P.: Handbook of Heat Transfer. McGraw-Hill, New York 1973.
- /15/ Bankvall, C., Nevander, L.E.: Värme. LTH, Institutionen för Byggnadsteknik, Lund 1968.
- /16/ McAdams, W.H.: Heat Transmission. McGraw-Hill, New York 1954.
- /17/ Holman, J.P.: Heat Transfer. McGraw-Hill, London 1967.
- /18/ Zoldners, N.G.: Thermal Properties of Concrete under Sustained Elevated Temperatures. Symposium on Effects of Temperature on Concrete, ACI SP-25, Detroit 1971, pp 1-31.
- /19/ Ödeen, K., Nordström, Å.: Termiska egenskaper hos betong vid höga temperaturer. Cement och Betong 1972:1, Stockholm.
- /20/ Zoldners, N.G.: Effect of High Temperatures on Concretes Incorporating Different Aggregates. Proceedings of the ASTM, Vol. 60, 1960, pp 1087-1108.
- /21/ Zoldners, N.G., Malhotra, V.M., Wilson, H.S.: High Temperature Behaviour of Aluminous Cement Concrete Containing Different Aggregates. Proceedings of the ASTM, Vol. 63, 1963.
- /22/ Statens Provningsanstalt. Brandtekniska Laboratoriet. Brand- och rökspridning längs fasader och i ventilationskanaler. Delrapport 2, Stockholm 1970.

- /23/ Campbell-Allen, D., Thorne, C.P.: The Thermal Conductivity of Concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 15, No. 43, mars 1963.
- /24/ Maréchal, J.C.: Contribution à l'étude des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température. Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, oktober 1970.
- /25/ Harmathy, T.Z.: Thermal Properties of Concrete at High Temperatures. Journal of Materials, ASTM, Vol. 5, No. 1, mars 1970, pp 47-74.
- /26/ Christiansson, P.: Teoretisk beräkning av armerad balks brandmotstånd. Examensarbete i byggnadsstatik, LTH, Lund 1970.
- /27/ Svenska Tarifföreningen: Betong och Brand. Stockholm 1959.
- /28/ Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei Höheren Temperaturen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 214, 1970.
- /29/ Abrams, M.S.: Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F. Symposium on Effects of Temperature on Concrete, ACI SP-25, Detroit 1971, pp 33-58.
- /30/ Malhotra, H.L.: The Effect of Temperature on the Compressive Strength of Concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 8, No. 23, augusti 1955, p 85.
- /31/ Thelandersson, S.: Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete. Nordisk Betong No. 2, 1972.
- /32/ Weigler, M., Fischer, R.: Beton bei Temperaturen von 100°C bis 750°C. Beton, 2, februari 1968.
- /33/ Harmathy, T.Z., Berndt, J.E.: Hydrated Portland Cement and Lightweight Concrete at Elevated Temperatures. ACI Journal, januari 1966.

- /34/ Göransson, L.-A., Lindström, B.: Inverkan av efterbehandling på hållfastheten hos betong som utsatts för höga temperaturer. Examensarbete i byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola, Lund 1972.
- /35/ Crook, D.N., Murray, M.J.: Regain of Strength after Firing of Concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 72, september 1970.
- /36/ Anderberg, Y., Thelandersson, S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures, 1. General Discussion and Critical Review of Literature. Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 34, Lund 1973.
- /37/ Hansen, T.C., Eriksson, L.: Temperature Change Effect on Behaviour of Cement Paste, Mortar and Concrete under Load. Journal of ACI, 63, april 1966, pp 489-504.
- /38/ Thelandersson, S.: Strength and Deformation Properties of Concrete at High Temperatures, Short summary of work made at Lund Institute of Technology. Presenterad vid möte med CIB W.14 i Stockholm, maj 1972.
- /39/ Thor, J.: Deformations and Critical Loads of Steel Beams Under Fire Exposure Conditions. Statens Råd för Byggnadsforskning. Document D16, Stockholm, 1973.
- /40/ Witteveen, J.: Brandveiligheid Staalconstructies. Centrum Bouwen in Staal, Rotterdam 1966.
- /41/ Danneberg, J., Deutschmann, H., Melchior, R.: Warmzerreissversuche mit Spannstählen und Auswertung von Brandversuchen an vorgespannten Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 122, Berlin 1957.
- /42/ Jäniche, W., Wascheidt, H.: Warmkriechversuche an Spannstählen. Beitrag zur FIP-Tagung in Braunschweig, Juni 1965, Wiesbaden-Bauverlag GmbH, 1966.

- /43/ Pettersson, O.: Brandteknisk dimensionering av spännbetongkonstruktioner. Föreläsning vid Den Norske Ingeniörförening, 1971.
- /44/ Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Fakultät für Bauwesen, Braunschweig 1972.
- /45/ Harmathy, T.Z.: Effect of Moisture on the Fire Endurance of Building Elements. Bidrag i: Moisture in Materials in Relation to Fire Tests. ASTM Special Technical Publication, No. 385, Chicago 1964.
- /46/ Nekrassow, K.D., Joukov, V.V., Shevchenko, V.I.: Untersuchung von Prozessen, die für die Zerstörung des Betons bei seiner Erwärmung bedeutungsvoll sind. Wiss. Z. Technische Universität Dresden 17 H.6. 1968.
- /47/ Nekrassow, K.D., Joukov, V.V., Shevchenko, V.I.: Investigation of Heating Large Blocks of Refractory Concrete from One Side. Refractories (Translation from Ogneupory, No. 6, pp 21-26, June 1967), New York 1967.
- /48/ Petrov-Denisov, V.G., Maslennikov, L.A., Pitjkov, A.M.: Teplo- i vlagoperenos pri cysjke i pervom nagrevanii sjarostojkovo betona. (Värme- och fukttransport vid uttorkning och första uppvärmning av värmebeständig betong.) Beton i Sjelesobeton, Moskva, februari 1972.
- /49/ Sullivan, P.J.E., Zaman, A.A.A.: Explosive Spalling of Concrete exposed to High Temperatures. Bidrag H1/5 i: Reprints of the first International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology". Bundesanstalt für Materialprüfung, Vol. 3, part H, Berlin 1971.
- /50/ Saito, H.: Explosive Spalling of Prestressed Concrete in Fire. Bidrag i: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton, Ergebnisse einer Tagung der F.I.P. in Braunschweig Juni 1965. Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin 1966.

- /51/ Gustaferro, A.H., Abrams, M.S., Salse, E.A.B.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams. Study C: Structural Behavior During Fire Tests. Portland Cement Association, Skokie 1971.
- /52/ Anon.: Brandproeven op voorgespannen betonliggers. CUR (Commissie vor Uitvoering van Research ingesteed door de Betonvereniging), Rapport 13, Den Haag 1958.
- /53/ Gustaferro, A.H.: Temperature Criteria at Failure, Fire Test Performance, ASTM STP 464, American Society for Testing and Materials, 1970, pp 68-84.
- /54/ Anderberg, Y.: Fire Exposed Hyperstatic Concrete Structures. National Swedish Building Research. Document D1: 1973.
- /55/ Ehm, H., von Postel, R.: Versuche an Stahlbetonkonstruktionen mit Durchlaufwirkung unter Feuerangriff. Symposium on Fire Resistance of Prestressed Concrete, Braunschweig, Juni 1965. Wiesbaden-Bauverlag GmbH, 1966.
- /56/ Lie, T.T., Allen, D.E.: Calculation of the Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns. National Research Council of Canada, Division of Building Research, Technical Paper No. 378, Ottawa augusti 1972.
- /57/ Harmathy, T.Z.: Determining the Temperature History of Concrete Constructions Following Fire Exposure. Journal of the ACI, Vol. 65, No. 11, november 1968, pp 959-964.
- /58/ Abrams, M.S., Erlin, B.: Estimating Post-Fire Strength and Exposure Temperature of Prestressing Steel by a Metallographic Method. Journal of the PCA Res. & Dev. Lab., Vol. 9, No. 3, september 1967, pp 23-33.
- /59/ Bengtsson, S.: Bestämning av resthållfastheten hos brandutsatta betongpelare. Examensarbete i byggnadsteknik, KTH 1968. Utfört vid Statens Provningsanstalts brandtekniska laboratorium.
- /60/ Ödeen, K.: Betongkonstruktioners brandmotstånd. Cement och Betong 1971:1.

- /61/ Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000°C. Schriftenreihe der Sonderforschungsbereichs 148 der Deutschen Forschungsgemeinschaft. Heft 2. TU. Braunschweig, 1973.
- /62/ Becker, J.M., Bizri H., Bresler, B.: FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures-Thermal. Fire Research Group. University of California, Berkeley, Jan 1974.
- /63/ Cruz, C. R.: Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures. Journal of PCA, Research & Development Laboratories, vol. 10, pp 36 - 42, September 1968.
- /64/ Thor, J.: Strålningspåverkan på oisolerade eller endast med undertak isolerade stålkonstruktioner utsatta för brand. Stålbyggnadsinstitutet, Rapport nr 9:6, Stockholm, aug 1971.

WST

