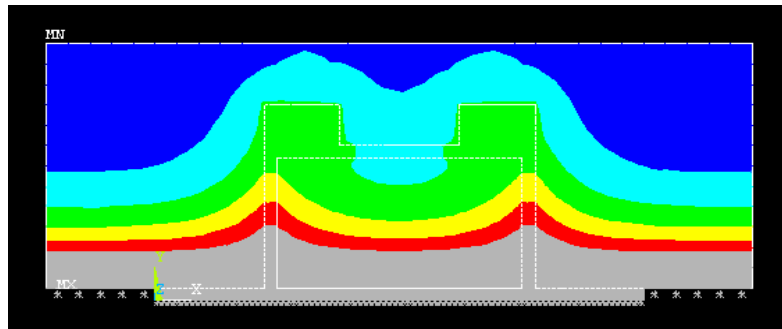


Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner vid termisk och mekanisk samverkan med betong



Erik Sjöberg

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2005

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner vid termisk och mekanisk samverkan med betong

Fire design of steel structures considering thermal and mechanical interaction with concrete

Erik Sjöberg

2005

Abstract

This report contains a theoretical study concerning composite construct design with steel and concrete and its mechanical and thermal interaction. The two primary advantages with this composition are the increase of the load-carrying capacity and its fire resistance. Composite construct elements are often used in the building process and there are several companies that offer a complete framework solution with an existing fire resistance. This circumstance could be a limitation in the engineers work with the structural design. The objectives are, accordingly, to increase the knowledge about methods and principles concerning fire resistance design, to increase the educational level considering the material properties and behavior under action of fire and also to apply the methodology on a existing cross-section with a FE-fire-simulation in the computer program ANSYS.

The results show that the cross-section in this study is not capable to resist a standard fire in 60 minutes if you use the beam maximal in the ultimate limit state. You can also establish the fact that the mechanical interaction effect is insignificant. The fire resistance-demand on these kinds of cross-sections is always 60 minutes ore more. The beam in this study must be oversized or protected with some kind of insulation so the demand could be fulfilled.

Copyright © Erik Sjöberg

Rapport TVBK-5126
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-04/5126+77p

Examensarbete
Handledare: Sven Thelandersson och Dan Pettersson
Februari 2005

Sammanfattning

- Titel:** Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner vid termisk och mekanisk samverkan med betong
- Författare:** Erik Sjöberg
- Handledare:** Sven Thelandersson och Dan Pettersson
- Problem:** Stommar med samverkanslement är vanligt förekommande i dagens byggprocess. Fördelarna är många, men i denna rapport har fokus riktats på den mekaniska och termiska samverkans-effekten. Konsultens arbete i projekteringskedet är koncist att dimensionera bärande element för de laster som uppkommer. En del av detta arbete innebär att utföra en brandteknisk dimensionering. Flera företag levererar produkter med ett på förhand föreskrivet brandskydd. Dessa produkter är uteslutande system med stål och betong i kombination. Det kan innebära en begränsande faktor för såväl konstruktören som arkitekten om stomsystem endast levereras av företag med brandteknisk specialinriktning. Möjligheten att kunna skapa en "egen" produkt kan öka kreativiteten samtidigt som utsikten för att få ett billigare alternativ ökar.
- Syfte:** En förutsättning för att detta ska kunna praktiseras är primärt att öka kunskapen om principer och metoder för dimensionering ur brandtekniskt hänseende. Vidare är det av intresse att undersöka den faktiska brandbeständigheten hos ett konstruktionselement av vanligt förekommande typ samt att föreslå hur normenliga krav kan uppfyllas utan att blanda in specialtillverkade produkter.
- Metod:** Modellering och temperaturberäkningar har gjorts i FE-programmet ANSYS. Ickelinjära termiska egenskaper samt brandbelastning enligt ISO 834 har använts som indata. Därefter har tvärsnittets momentkapacitet uträknats numeriskt.
- Slutsatser:** Resultaten har presenterats i form av ett digram med den relativa bärförmågan som funktion av brandens varaktighet. Eftersom materialens hållfasthet reduceras i takt med rådande temperaturökning så sjunker följaktligen även tvärsnittets kapacitet i fältmitt.
- Balken som studerats, har inom 60 minuter förlorat stor del av sin ursprungliga böjmomentkapacitet och den klarar inte att motstå en standardbrand i 60 min. om balken utnyttjas fullt ut i brottgränsstadiet. Balken måste då överdimensioneras eller på annat sätt brandskyddsisoleras. Vidare så har analysen i rapporten visat att den mekaniska samverkans-effekten, i stort sett är försumbar och därmed kan man påstå att balken endast samverkar termiskt i fältmitt.
- Nyckelord:** Brandteknisk dimensionering, brandskyddsmetoder, samverkanskonstruktion, standardbrand, stål, betong, brandbelastning, bärförmåga, helhetssyn

Summary

Title: Fire design of steel structures considering thermal and mechanical interaction with concrete

Author: Erik Sjöberg

Supervisors: Sven Thelandersson and Dan Pettersson

Problem: Frameworks with a composite construction is rather common in the building process. There are several advantages with this construct design. This report contains a theoretical study of the thermal and mechanical interacting effects, which foremost is the premier reason to choose this kind of elements. The engineers work is briefly to design load-carrying elements for the possible loads that appear in the current beam or column. A part of this work is to do a fire-resistance design. There are numerous companies that offer products with an existing fire-protection and these products are designed as a composite construction with steel and concrete. This circumstance could be a limitation for the engineers as well as for the architects if frameworks erects when load-carrying element only delivers from companies with a concentration on the fire-resistance structural design. The possibility to create an “own” product could increase the creativity and at the same time, hopefully, compose a cheaper alternative.

Objectives: Primary it is a prerequisite to increase the knowledge about the fundamental principles and methods concerning fire-resistance structural design. It is also of interest to apply the methods on a certain load-bearing element, which is of a usual kind. Finally the aim is to suggest how you can reach a certain fire-resistance level according to the current design code without interference of external actors.

Method: Simulations, modelling and temperature calculations have been done in the finite-element software ANSYS. Nonlinear thermal properties and fire-load density according to the standard fire ISO 834 is used as input. The bending moment of the cross-section is, after that, calculated numerically.

Conclusion: The results are introduced as a graph with the relative load-bearing capacity as a function of the fire duration. Since the strength of the material is reduced under the heating phase the consequent due to this scenario is that the load-bearing capacity decreases. The results show however that the decrease of the strength is prominent. The cross-section in this study has within 60 minutes reduced its bending moment capacity to approximately 44 % of its capacity in normal room environment. This beam, if you use it maximal in the ultimate limit state, needs to be oversized or in another way fire protected, to reach acceptable level fire resistance.

The flange exposed to the fire is not protected from the heat in any way, which is in that way they erect.

Keywords: Fire-resistance structural design, fire protection methods, composite construction, standard fire, steel, concrete, fire-load density, load-bearing capacity, comprehensive view

Förord

Föreliggande examensarbete har genomförts vid avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola under hösten 2003, delar av vårterminen 2004 samt under första delen av höstterminen 2004. Projektidén har initierats och utarbetats i samarbete mellan avdelningen och konsultföretaget Tyréns i Malmö. Omfattningen av arbetet motsvarar 20 poäng.

Jag vill, framför allt, rikta ett stort tack till professor Sven Thelandersson som varit handledare under arbetets gång, och som med sin djupa och breda kunskap i ämnet har varit en betydande tillgång. Vidare vill jag tacka teknologie dr Dan Pettersson som har varit extern handledare från Tyréns. Dan har granskat rapportens innehåll, deltagit i möten och har med sin erfarenhet från både forskning och konsultarbete bidragit med värdefull handledning. Extern granskning har även gjorts utav docent Yngve Anderberg på konsultföretaget Fire Safety Design. Stort tack för din insats i samband med denna granskning.

En betydande del av arbetstiden har använts till inläring och brukande av datorprogrammet ANSYS. I anslutning till detta har framför allt teknologie dr Miklos Molnár men även civilingenjör Johan Jönsson varit till stor hjälp i modelleringens olika viktiga skeden. Till dem vill jag härmed framföra ett varmt tack.

Slutligen vill jag tacka tekniker Per-Olof Rosenkvist, bibliotekarie Helena Klein och civilingenjör Fredrik Carlsson som har bistått och varit tillgängliga då mindre administrativa hjälpinsatser varit nödvändiga.

Lund, februari 2005

Erik Sjöberg

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1 INLEDNING	- 9 -
1.1 BAKGRUND	- 9 -
1.2 PROBLEMFÖRMULERING	- 9 -
1.3 SYFTE	- 10 -
1.4 METOD.....	- 10 -
1.4.1 Metodologiskt tillvägagångssätt	- 10 -
1.5 AVGRÄNSNINGAR.....	- 11 -
1.6 DISPOSITION	- 11 -
2 TEORI	- 13 -
2.1 BRANDTEKNISK DIMENSIONERING.....	- 13 -
2.1.1 Allmänt.....	- 13 -
2.1.2 Brandtekniska klasser i bärande avseende.....	- 14 -
2.1.3 Traditionell brandteknisk dimensionering.....	- 14 -
2.1.4 Dimensionering genom beräkning och provning	- 15 -
Standardbrandkurvan.....	- 15 -
Beräkningsförfarandet.....	- 16 -
Provning.....	- 16 -
2.2 TERMISKA EGENSKAPER OCH FENOMEN.....	- 17 -
2.2.1 Värmetransport	- 17 -
Specifik värmekapacitet och entalpi.....	- 18 -
Konduktivitet.....	- 20 -
Densitet.....	- 20 -
2.2.2 Värmeflöde	- 21 -
Konvektion	- 22 -
Strålning	- 22 -
2.2.3 Mekaniska effekter av brand.....	- 23 -
Termisk expansion	- 23 -
Temperaturbetingade rörelser i stommen	- 23 -
Avspjälkning.....	- 24 -
2.3 REDUKTION AV BÄRFÖRMÅGA I EN BRANDUTSATT KONSTRUKTION	- 24 -
2.3.1 Faktorer som påverkar reduktionen av bärförmåga	- 24 -
2.3.2 Reduktion av bärförmåga hos betongkonstruktioner.....	- 25 -
Inträngningsdjup och isotermer.....	- 25 -
Reduktion av bärförmåga hos armeringsjärn	- 28 -
2.3.3 Reduktion av bärförmåga hos stålkonstruktioner.....	- 28 -
Allmänt	- 28 -
Reduktionsfaktorn ω	- 29 -
Brandisolering med betong	- 31 -
Övriga brandisoleringalternativ.....	- 31 -
2.4 SAMVERKANSKONSTRUKTIONER.....	- 32 -
2.4.1 Allmänt.....	- 32 -
2.4.2 Balkar.....	- 33 -
2.4.3 Pelare.....	- 34 -
2.4.4 Invändningar mot samverkanskonstruktioner.....	- 35 -
3 MODELLERING OCH SIMULERING	- 37 -
3.1 METOD.....	- 37 -
3.1.1 Fallstudie.....	- 37 -
3.1.2 Finita Element-Metoden (FEM).....	- 37 -
3.1.3 Arbetsredskapet ANSYS.....	- 37 -
3.2 VERIFIERING AV BERÄKNINGSMODELL.....	- 38 -
3.2.1 Momentan temperaturökning.....	- 39 -
3.2.2 Successiv temperaturökning	- 40 -
3.3 BRANDPÅVERKAN PÅ HATTBALK INGJUTEN I BETONG	- 42 -
3.3.1 Beskrivning av balken	- 42 -
3.4 INDATA	- 44 -
3.5 ANALYSMETODIK	- 45 -

3.6 RESULTAT	- 48 -
3.6.1 Variant a - 30 minuter.....	- 48 -
3.6.2 Variant a – 60, 90 och 120 minuter.....	- 53 -
3.6.3 Variant a - ”Kall” beräkning.....	- 53 -
3.6.4 Variant a – Analys och utvärdering.....	- 55 -
3.6.5 Variant b.....	- 55 -
3.6.6 Variant b – Analys och utvärdering.....	- 56 -
3.7 LASTER.....	- 56 -
3.7.1 Objektlast.....	- 56 -
4 SLUTSATSER	- 59 -
4.1 RESULTAT	- 59 -
4.2 FÖRSLAG TILL VIDARE STUDIER.....	- 59 -
5 REFERENSER	- 61 -
5.1 TRYCKT MATERIAL.....	- 61 -
5.1.1 Böcker och kompendier.....	- 61 -
5.1.2 Artiklar.....	- 62 -
5.2 OTRYCKT MATERIAL.....	- 62 -
5.2.1 Elektroniska källor.....	- 62 -
5.2.2 Muntliga källor.....	- 62 -
6 BILAGOR	- 65 -
BILAGA A – TABELLERADE MATERIALEGENSKAPER INFÖRDA I ANSYS.....	- 65 -
BILAGA B – VÄRDEN FRÅN STANDARDBRANDKURVAN INFÖRDA I ANSYS.....	- 67 -
BILAGA C - ”DELTABALKEN”.....	- 68 -
BILAGA D – OLIKA TYPER AV SAMVERKANSPELARE	- 69 -
BILAGA E – TEMPERATURDATA OCH BERÄKNINGAR: VARIANT A, 60 MINUTER.....	- 70 -
BILAGA F – TEMPERATURDATA OCH BERÄKNINGAR: VARIANT A, 90 MINUTER	- 73 -
BILAGA G – TEMPERATURDATA OCH BERÄKNINGAR: VARIANT A, 120 MIN.....	- 76 -

FIGURFÖRTECKNING

Fig. 2.1 Standardbrandkurvan	15
Fig. 2.2 Specifik värmekapacitet som funktion av temperaturen för stål	18
Fig. 2.3 Volumetrisk entalpi för fuktig och torr betong	19
Fig. 2.4 Volumetrisk entalpi för stål	19
Fig. 2.5 Konduktivitet som funktion av temperaturen för betong	20
Fig. 2.6 Konduktivitet som funktion av temperaturen för stål	20
Fig. 2.7 Densitetens variation för betong	21
Fig. 2.8 Definition av endimensionellt värmefflöde	26
Fig. 2.9 Definition av tvådimensionellt värmefflöde	26
Fig. 2.10 Inträngningsdjup vid olika brandtider	26
Fig. 2.11 Relativ hållfasthet för betong vid olika temperaturer	27
Fig. 2.12 Exempel på temperaturisotermer	27
Fig. 2.13 Temperaturökning hos oisolerat och isolerat stål	28
Fig. 2.14 Spännings-töjningsdiagram för stål vid olika temperaturer	29
Fig. 2.15 Relativ hållfasthet för stål enligt EC3	30
Fig. 2.16 Relativ hållfasthet för stål enligt Harmathy	31
Fig. 2.17 Hattbalk från Forssells Smide	33
Fig. 2.18 Hattbalk från Glim	33
Fig. 2.19 ”Deltabalken”	33
Fig. 3.1 Fönster från ANSYS	38
Fig. 3.2 Studerat betongtvärsnitt vid momentan temperaturhöjning	39
Fig. 3.3 Studerat betongtvärsnitt efter simulering i ANSYS	39
Fig. 3.4 Tid-temperatur-fördelning för studerad nod	39
Fig. 3.5 Studerat betongtvärsnitt vid successiv temperaturhöjning	41
Fig. 3.6 Studerat betongtvärsnitt efter simulering i ANSYS	41
Fig. 3.7 Tid-temperaturfördelning för studerad nod	41
Fig. 3.8 Definition av tvådimensionell värmeledning	42
Fig. 3.9 Principskiss av modellerat typfall	44
Fig. 3.10 Visualisering av hur branden angriper typfallet	44
Fig. 3.11 Fönster från ANSYS med lista över temperaturdata	45
Fig. 3.12 Temperaturisotermer efter simulering med varaktighet i 120 minuter	45
Fig. 3.13 Neutrallagrets läge	46
Fig. 3.14 Temperaturdata för stålprofilen, efter 30 minuter	48
Fig. 3.15 Relativ bärförmåga i förhållande till brandtiden för typfallet	55

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Dimensionering, med hänsyn till ett brandförlopp, av en byggnadskonstruktion utfördes fram till början av 1970-talet på en mycket förenklad basis. Kunskapsläget har därefter, i takt med ökad forskning inom området, tilltagit markant. Det var framför allt professor Ove Pettersson som ledde denna utveckling och grundlade tydligare riktlinjer och normer vid brandteknisk dimensionering. Numera är böcker, normer och övriga publikationer inom området talrika och kunskapen är spridd över hela världen.

Brandskydd av en byggnad kan utföras på flera olika sätt. Man skiljer på passivt och aktivt brandskydd. Brandskyddsisolering av en bärande stomme räknas till en av de passiva brandskyddsåtgärderna, medan aktiva åtgärder är exempelvis brandlarm och sprinklersystem.

Personskador vid brand i en byggnad härleds sällan till att konstruktionen kollapsar på grund av försvagad bärlighet i stommen, utan i de allra flesta fall handlar det om rök och den direkta branden som vållar personskador. Anledningen till att man trots allt utför brandisolering av bärande element är säkerhetsmässiga och ekonomiska. Räddningstjänsten måste kunna lita på stommens kapacitet även när den utsätts för brand, speciellt vid krävande insatser som tar lång tid i t.ex. byggnader med flera våningar. Viktigt är också möjligheten att återanvända hela eller delar av stommen efter den blivit utsatt för brand. Man resonerar såsom att ”en brand på en enstaka våning i en flervåningsbyggnad ska således inte behöva innebära att hela byggnaden måste rivs”¹. Här kommer de ekonomiska aspekterna in. En väl utförd brandteknisk dimensionering blir en gynnsam faktor i försäkringsbolagens prissättning för byggnadens försäkring. Det materiella innehållet har givetvis också betydelse men alltså även konstruktionens utformning.

1.2 Problemformulering

Konstruktörens arbete vid projektering av en stomme omfattar i stora drag att kontrollera olika snitt i de bärande elementen för brottgränstillståndet och bruksgränstillståndet. Boverket anger i sina normer bl.a. hur kapaciteten för bärverk räknas ut. En del av utformningen i brottgränstillståndet är den *brandtekniska* dimensioneringen. Konkist innebär det att man med konstruktionsutformning anpassar bärverket så att det kan bibehålla tillräcklig hållfasthet efter en viss tid med en viss brandbelastning. Vanligtvis läggs det inte ner så mycket tid på detta hänseende dels eftersom kunskapen hos byggnadsingenjörerna är begränsade dels på grund av att ett traditionellt handlingsätt genom ”förenklad dimensionering” eller inblandning av specialkonsulter är inarbetade rutiner.

Idag finns det ett fåtal företag på marknaden som mer eller mindre har specialiserat sig på stomsystem med ett befintligt brandskydd. Ledorden i dessa system är stål och betong i kombination. Här kan nämnas företag som *Peikko*, *SWT* (Scandinavian Weld Tech) och *Glim Betongprodukter*. Om produkter används från företag med sådan specialinriktning kan

¹ Anderberg, Pettersson (1991) sid. 17 – ref. [3]

det innebära en begränsande faktor för både arkitekten och konstruktören samtidigt som man riskerar att få ett dyrare alternativ.

1.3 Syfte

Konsultföretaget Tyréns har framställt ett intresse att ta reda på om det finns en väg att uppnå normenliga brandskyddskrav på samverkanskonstruktioner utan att blanda in specialinriktade leverantörer.

Syftet med examensarbetet är således:

- att öka kunskapen om principer och metoder för dimensionering, av samverkanskonstruktioner med stål och betong, ur brandtekniskt hänseende.
- att undersöka och eventuellt förbättra metodiken genom att använda den på befintliga system för samverkanskonstruktioner.
- att utarbeta förslag på hur man brandtekniskt kan dimensionera ett på förhand utvalt typfall och på så sätt skapa en ”egen” produkt som mekaniskt och termiskt uppfyller motsvarande krav som specialtillverkade produkter.

1.4 Metod

1.4.1 Metodologiskt tillvägagångssätt

I september 2003 upprättades den första kontakten med konsultföretaget Tyréns AB. Vid ett möte på kontoret i Västra hamnen i Malmö formulerades flera tänkbara arbetsområden, inom byggprojektering, som kunde tänkas vara grund för ett examensarbete.

En preliminär projektidé sammanställdes sedan av avdelningen för Konstruktionsteknik. En programvara, TASEF (Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire) tillhandahölls efter kontakt med SP i Borås. Programmet förkastades, efter att ha arbetat med det en kort tid, som arbetsredskap inom ramen för detta examensarbete, på grund av att programmet befann sig i en utvecklingsfas och därför bl.a. saknade anpassat användargränssnitt. FE-programmet ANSYS, som används och har använts av flera forskare vid avdelningen för Konstruktionsteknik, valdes istället som arbetsmetod.

Rapportens tillkomst har föregripits av en omfattande litteraturstudie eftersom ämnet inte har behandlats nämnvärt i dom konstruktionstekniska kurserna som har varit en del av utbildningen. Därför kan man i viss mån anse ämnesvalet av rapporten som tvärvetenskapligt. Av den orsaken har en icke obetydligt del av rapporten ägnats åt den teoretiska framställningen av principer och metoder inom brandteknisk dimensionering samt mekaniska och termiska beteenden hos brandutsatta konstruktioner. Detta anser jag är en nödvändig teoretisk bakgrund som läsaren måste få insikt i för att kunna följa den efterföljande modelleringen och dess inparametrar, vilken behandlas i kapitel 3.

Parallellt med inhämtning och instudering av litteratur har rapportens teoretiska avsnitt tagit form. Möten har regelbundet hållits med handledare tillika professor i Konstruktionsteknik vid LTH, Sven Thelandersson.

1.5 Avgränsningar

Föreliggande rapport innehåller en teoretisk studie samt en teoretisk analys dvs. inga fysiska laborationer och experiment har varit nödvändiga.

Resultaten av datorsimuleringarna kommer att utvärderas med avseende på den uppkomna temperaturhöjningen som sker i det studerade typfallet och dess betydelse för bärigheten. Datorsimuleringarna har avgränsats till enstaka utvalda konstruktionselement där stål och betong kombineras och där tvärsnittet delvis är oskyddat och där ingen inklädnad av isolering görs. Dessa element är av sådant slag att de inte sällan ingår i primärbärande stommar hos nyprojekterade byggnader och därmed kan de anses vara typiska exempel vilket ger en god representation av verkligheten.

De mekaniska fenomen som här till kan bli aktuella t.ex. spänningar p.g.a. ballastens expansion, tvångskrafter och ångtrycksökning behandlas inte. Brandteknisk dimensionering i *avskiljande* och *utrymmande* hänseende ingår inte i rapportens omfattning, utan således endast bärande egenskaper.

1.6 Disposition

Anledning till val av utformning av samverkanskonstruktioner har flera orsaker varav de brandtekniska egenskaperna är en av de främsta. Helhetssynen är viktig och är ett återkommande begrepp i avhandlingen. Därför kommer rapporten att beröra andra skäl till val av dessa konstruktionselement som t.ex. monteringstekniska och estetiska.

Efter rubriker som jag anser är viktiga har jag i kursiv text en ”utökad rubrik” där jag på några rader beskriver närmare vad som kommer att tas upp under följande avsnitt. Anledningen till att jag har valt denna utformning av rubrikerna är att vissa rubriker ibland kan bli alltför övergripande och otydliga utan att för den delen vara felplacerade eller olämpligt valda.

2 Teori

2.1 Brandteknisk dimensionering

I följande kapitel anges grundläggande principer för brandteknisk dimensionering där beskrivning av dem samt utvärdering av dess fördelar respektive nackdelar framställs.

2.1.1 Allmänt

I samband med all brandteknisk dimensionering kan man särskilja två viktiga faktorer som påverkar kraven på den, vilka är:

- *Byggnadstyp.* Flervåningshus innebär svårigheter vid släckning, samt att volymen innebär att fler personer kan vistas där, vilket inverkar på kraven för stommen. Källarplan, särskilt om de byggs i flera våningar behandlas också speciellt. Detta beror på ”att brand i källare dels kan få ett långvarigt förlopp dels är svår att upptäcka och bekämpa”².
- *Användning.* Byggnadens tilltänkta verksamhet påverkar hur goda utrymningsmöjligheter som man kan förvänta sig. Här nämns oftast vårdanläggningar och skolor som extra besvärliga och de ställer därför högre krav på brandteknisk dimensionering.

Generellt gäller definitionen av de övergripande målen med brandskyddande verksamhet: ”Att begränsa, till en acceptabel nivå, sannolikheten av död, skada och förlust av egendom i en oönskad brand”³. Hur denna tolkning görs dvs. hur mycket de ovanstående faktorerna vägs in, med bakgrund av definitionen, skiljer sig åt mellan olika länder och normer. Definitionen skulle även kunna beskrivas genom att påstå att brottsäkerheten i händelse av brand bör vara högre ju större sannolikhet det är att det finns personer i byggnaden eller i byggnadens närhet⁴.

Byggnader delas, enligt den svenska normen BBR 10, in i 3 olika klasser vid brandteknisk dimensionering, vilka är:

Byggnad i klass Br1 (Brandsäker byggnad) – Högsta kravet. För byggnader där stor risk finns för personskador vid brand samt då sammanstörtning kan innebära risk för personskador. Flervåningshus hamnar oftast i denna klass.⁵

Byggnad i klass Br2 (Brandhärdig byggnad) – ”För byggnader där brand kan medföra måttlig risk för personskador.”⁵

Byggnad i klass Br3 – Övriga byggnader.⁵

² Anderberg, Pettersson (1991) sid. 20 – ref. [3]

³ Buchanan, A; (2000); sid. 7 - ref. [7]

⁴ Anderberg, Pettersson (1991) sid. 15 – ref. [3]

⁵ BBR 10 (BFS 2002:19), kap. 5:2 Brandtekniska klasser och övriga förutsättningar. – ref. [5]

2.1.2 Brandtekniska klasser i bärande avseende

BBR 10 (Boverkets Byggregler, 2002) är den f. n. gällande normen och innehåller regelverk för brandskydd. *Brandpåverkan* och *brandbelastning* är här centrala begrepp. I de brandtekniska klasserna pratar vi om *byggnadsdelar* till skillnad från hela *byggnader* som Br1, Br2 och Br3 handlar om. Olika byggnadsdelar har olika brandbelastning beroende på var i byggnaden den befinner sig vilket i sin tur styrs av den verksamhet som råder eller ska råda i byggnaden, detta är i sin tur kopplat till det brännbara materialinnehåll som finns eller kommer att finnas i brandcellen. Det är således konstruktörens uppgift att förutse den brandbelastning som kommer att påverka byggnadsdelen vid en eventuell brand i byggnaden. Brandbelastning anges i enheten MJ/m².

Slutligen leder dessa fakta fram till en brandteknisk klass som representeras med en tidsangivelse i minuter ”som byggnadsdelen skall kunna motstå brandpåverkan enligt standardbrandkurvan”⁶. Bokstaven ”R” betyder att det är motstånd i bärande avseende som åsyftas.

I tabell 2.1 och tabell 2.2 nedan visas de brandtekniska klasserna i tre kolumner. I de flesta fall används en brandbelastning på ≤ 200 MJ/m².

Byggnadsdel	Brandteknisk klass vid brandbelastning f (MJ/m ²)		
	$f \leq 200$	$f \leq 400$	$f > 400$
1. Vertikalt bärverk samt stomstabiliserande horisontellt bärverk			
a) i byggnad med högst 2 våningsplan	R 60	R 120	R 240
b) i byggnad med 3-4 våningsplan			
– bjälklag	R 60	R 120	R 240
– övriga bärverk	R 60	R 120	R 240
c) i byggnad med 5-8 våningsplan			
– bjälklag	R 60	R 120	R 240
– övriga bärverk	R 90	R 180	R 240
d) i byggnad med fler än 8 våningsplan	R 90	R 180	R 240
e) under översta källarplanet	R 90	R 180	R 240
2. Horisontellt ej stomstabiliserande bärverk	R 60	R 120	R 240
3. Trapplopp och trapplan i trapphus	R 30	R 30	R 30

Tabell 2.1 Brandteknisk klass för byggnad i klass Br1. Ref. – [5]

Byggnadsdel	Brandteknisk klass för byggnad i klass	
	Br2	Br3
1. Vertikalt bärverk samt stomstabiliserande horisontellt bärverk		
a) bostadshus	R 30	R 15
b) annan byggnad än bostadshus	R 30	–
c) under översta källarplanet ¹	R 90	R 90
2. Horisontellt ej stomstabiliserande bärverk		
a) bostadshus	R 30	R 15
b) bottenbjälklag vid bostadstägenheter över sammanhängande kryputrymme	R 30	R 30
c) annan byggnad än bostadshus	R 30	–
3. Trapplopp och trapplan i trapphus under översta källarplanet	R 30	R 30

Tabell 2.2 Brandteknisk klass för byggnad i klass Br2 och Br3. Ref. – [5]

¹ Vid högre brandbelastning än 200 MJ/m² skall tabell (a) tillämpas.

2.1.3 Traditionell brandteknisk dimensionering

Metoden är en s.k. ”förenklad dimensionering” och innebär att konstruktören genom ett schematiserat förfarande dimensionerar stommen ur brandtekniskt hänseende. Fördelen är att tidsåtgången av denna projektering blir liten samtidigt som man uppnår normenliga krav på stommen.

Tidsangivelsen, ur den valda brandtekniska klassen, jämförs med byggnadsdelens *brandmotstånd* som ofta finns listade i produktkataloger från olika leverantörer. Exempelvis kan konstruktören utläsa, hur tjock isolering som en stålprofil måste omslutas med, från tabeller som ges ut av företag med dessa produkter i sortimentet.

⁶ Anderberg, Pettersson (1991) sid. 19 – ref. [3], Standardbrandkurvan förklaras närmare i kapitel 2.1.4

Det finns idag flera företag som specialiserar sig på stomsystem och stomkomponenter vilka är enkla att dimensionera ur brandteknisk synpunkt. Dessa element är ofta samverkanskonstruktioner där stål och betong samverkar termiskt men även mekaniskt.

2.1.4 Dimensionering genom beräkning och provning

En brandteknisk dimensionering genom beräkning kräver att konstruktören besitter en god kunskap om vilka beräkningsmodeller som måste tillämpas och vilken innebörd de har. Därför har forskningen inom området i många fall inriktat sig på att konstruera formler och finna förenklade samband genom att använda sig av rimliga approximationer i beräkningarna, samt att i vissa fall verifiera dess giltighet genom provning. Allt detta syftar naturligtvis till att rationalisera den brandtekniska dimensioneringen och alltså underlätta för konstruktörerna i deras arbete. En förenklad dimensionering är generell i den bemärkelsen att den inte behandlar en byggnadsdels anslutningsdetaljer, aktuella upplagsförhållanden och eventuell termisk samverkan. Den senare aspekten kommer att behandlas speciellt i denna rapport.

Standardbrandkurvan

Vid beräkning eller provning av en byggnadsdels brandmotstånd används ett teoretiskt brandförlopp som är standardiserat i ISO 834. Sambandet visas i figur 2.1 och kallas för standardbrandkurvan. Sambandet skrivs:

$$T = T_0 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (\text{ekv. 2.1})$$

där

T_0 = temperaturen vid tiden 0, normalt 20°C.

T = temperaturen som funktion av tiden t

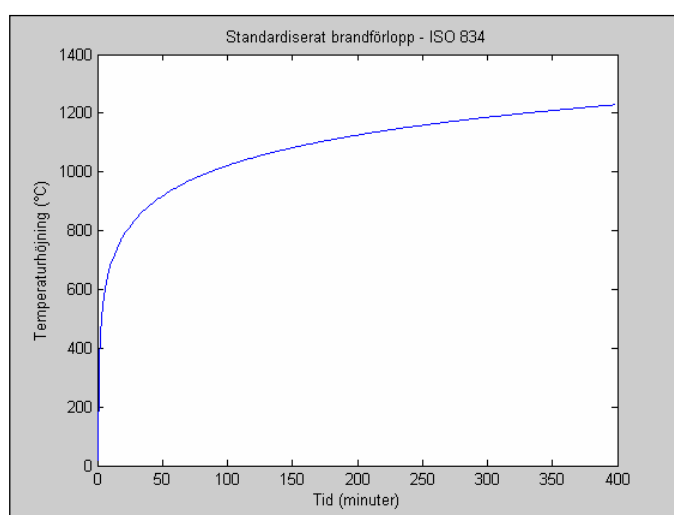


Fig. 2.1 Standardbrandkurvan

Ett verkligt brandförlopp har en s.k. upphettningsfas som är mycket likt utseendet hos standardbranden men efter att det naturliga brandförloppet kulminerat påbörjas en avtagande s.k. avsvalningsfas i takt med att det brännbara materialet förbrukas i brandcellen.

Beräkningsförfarandet

Ett känt faktum är att byggnadsmaterial successivt förlorar sin bärighet under temperaturökning. Flera beräkningsmetoder har utvecklats för att med rimlig noggrannhet beräkna och förutse temperaturen i ett konstruktionselement. Utifrån kunskapen om temperaturen kan man sedan beräkna vilken hållfasthet som svarar mot den aktuella temperaturen. Sambandet mellan temperaturökning och bärighet beräknas efter det att man känner den reducerade hållfastheten och reducerade E-modulen för respektive material.

Ett steg i beräkningsförfarandet är, att bestämma vilken brandpåverkan som ska användas i uträkningen – standardbranden eller verkligt brandförlopp. Vid val av ett verkligt brandförlopp kan konstruktören i sin tur antingen välja den dimensionerande brandbelastningen med ett uppskattat värde eller att beräkna den i det specifika fallet. Den senare metoden kräver dock att man känner till bl.a. massan för allt brännbart innehåll i en brandcell. Ett känsligt moment eftersom det materiella innehållet förändras med tiden särskilt om verksamheten i byggnaden förändras, och därmed även den dimensionerande brandbelastningen. En hel del statistiska data om brandbelastningar för olika byggnader finns att tillgå, och därmed kan man undvika beräkningsmomentet. Vid uträkning av sambandet för ett verkligt brandförlopp så måste man också ha kännedom om den s.k. *öppningsfaktorn* som anger egenskaper för brandcellen, dvs. det rum där brandhärden befinner sig. Antal fönster och dörrar och dess respektive mått är ingående värden i beräkning av öppningsfaktorn⁷

Ett beräkningsförfarande är inte vanligt förekommande bland konstruktörer och är i det närmaste en forskarinriktad företeelse. Datorberäkningar är enda alternativet eftersom beräkningsförfarandet är mycket omfattande och avancerat.

Provning

Brandprovning av ett konstruktionselement är en ovanlig företeelse, främst eftersom det är kostsamt.

Vid produktutveckling och inför införande av nya konstruktionselement på marknaden är fysisk provning dock oftast en nödvändighet, eftersom det underlättar en klassificering och man kan hänvisa till väl underbyggda och dokumenterade argument i form av ett provningsresultat. En tillverkare kan därmed försäkra sig om att dess praktiska tillämpning är tillfredsställande och att resultatet är likvärdigt med teoretiska beräkningar.

Eftersom det är dyrt att brandprova, som tidigare nämndes i detta avsnitt, så har datorverktyg utvecklats som helt eller delvis kan ersätta en brandprovning. Detta öppnar givetvis stora möjligheter för t.ex. kunskapen om beteenden hos olika brandskyddsalternativ⁸.

⁷ Koppling till öppningsfaktorn görs även i kapitel 2.3.1. Vidare kommer inte öppningsfaktorn beröras närmare eftersom den standardiserade branden ISO 834 används senare vid modelleringen.

⁸ <http://www.fsd.se/>; 2004-05-03; ref. – [29]

2.2 Termiska egenskaper och fenomen

2.2.1 Värmetransport

Värme transporteras genom ett material genom ledning. Värmeledningen bestäms av flera olika parametrar, som för stål och betong är helt avvikande från varandra. Dessa parametrar är specifik värmekapacitet c (J/kg°C), värmeledningsförmågan eller konduktivitet k (W/m°C), och densitet ρ (kg/m³). Dessa beskrivs närmare framöver, för materialen stål och betong.

Värmeledningen i ett konstruktionsmaterial är en icke-linjär process dvs. de termiska egenskaperna som påverkar värmeledningen varierar med avseende på temperaturen. Vid dessa förhållanden gäller Fouriers värmeledningsekvation som för tvådimensionella problem lyder:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{ekv. 2.2})$$

där:

T = temperatur	[°C]
k = konduktivitet	[W/m°C]
x,y = koordinater i planet	
c = specifik värmekapacitet	[J/kg °C]
ρ = densitet	[kg/m ³]
Q = värmeproduktion	[W/m ³]

Specifik värmekapacitet och entalpi

Specifik värmekapacitet, betecknad c , anger den värmemängd som krävs för att höja temperaturen hos ett kg av ett visst material med en grad, enheten är således $J/kg \text{ } ^\circ C$.

För stål beror c på temperaturen enligt nedan vilket är analogt med fördelningen i figur 2.2. I kommande beräkningar har värden från den kurvan använts som indata. En metallurgisk omvandling i materialet vid $\approx 730 \text{ } ^\circ C$ gör att fördelningen får sitt speciella utseende.

$$c = 425 + 0,773 \cdot T - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot T^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot T^3 \quad 20^\circ C \leq T \leq 600^\circ C$$

$$c = 666 + \frac{13002}{(738 - T)} \quad 600^\circ C \leq T \leq 735^\circ C$$

$$c = 545 + \frac{17820}{(T - 731)} \quad 735^\circ C \leq T \leq 900^\circ C$$

$$c = 650 \quad 900^\circ C \leq T \leq 1200^\circ C$$

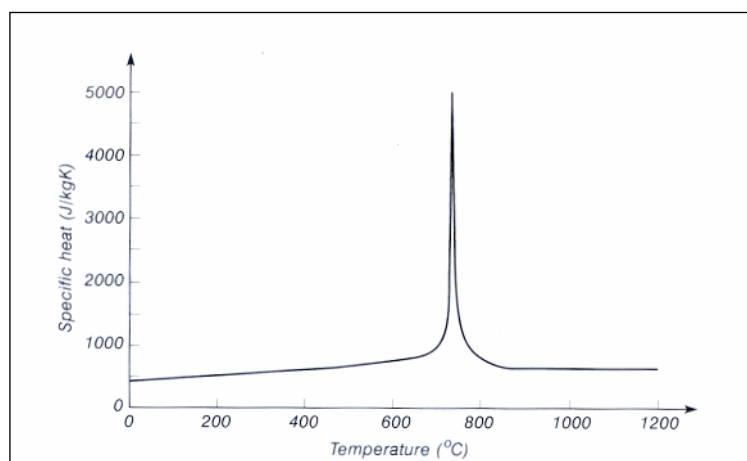


Fig. 2.2 Specifik värmekapacitet som funktion temperaturen för stål.

För betong, vid termiska beräkningar, anger man ofta entalpi e i J/m^3 . Specifik värmekapacitet är lutningen av en entalpi-temperatur-kurva, dvs.

$$c \cdot \rho = \frac{de}{dT} \quad (\text{ekv. 2.3})$$

Vattnet i betongen byter fas vid ca $100^\circ C$ från flytande till gasform, vilket ”kostar” energi. Detta motsvaras med ett ”språng” i entalpi-temperatur-kurvan, se figur 2.3. Temperaturen ökar därför inte nämnvärt under just denna process.

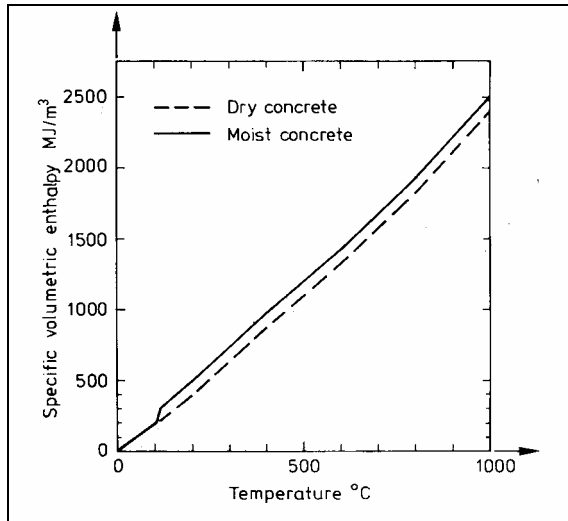


Fig. 2.3 Volumetrisk entalpi som funktion av temperaturen för fuktig och torr betong.

För stål ser entalpi-temperaturkurvan ut enligt figur 2.4 nedan. Notera att kurvans riktning ändras runt 730 °C vilket förklaras tidigare i samband med figur 2.2.

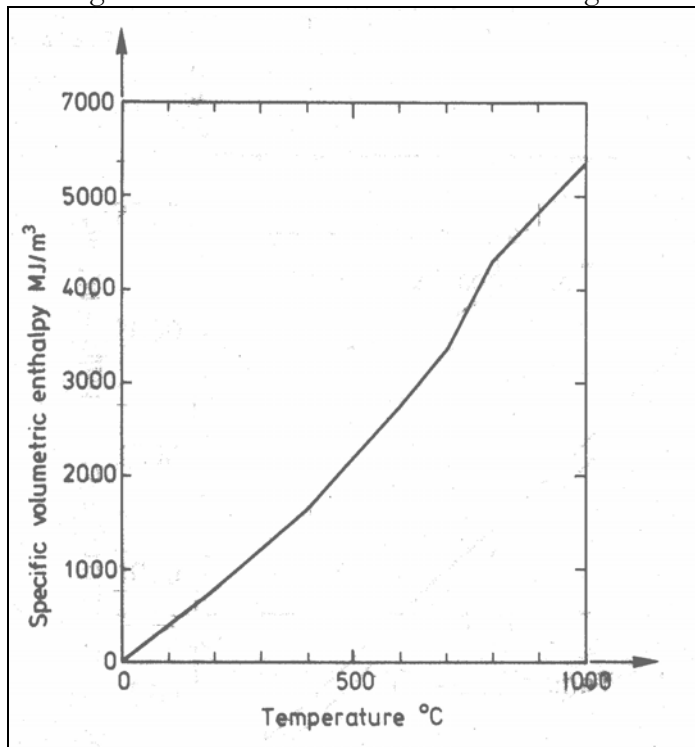


Fig. 2.4 Volumetrisk entalpi som funktion av temperaturen för stål Ref. - [23]

Konduktivitet

Konduktiviteten eller värmeledningsförmågan, λ , anger materialets förmåga att leda värmeenergi mellan en punkt med högre temperatur till en punkt med lägre temperatur. Enheten är $W/m^{\circ}C$. Skillnaden mellan stål och betong är i detta avseende betydande. Vid rumstemperatur är stålets värmeledningsförmåga ca 35 gånger större än den för betong. Detta förhållande gäller även för temperaturer omkring $500^{\circ}C$ även om värmeledningsförmågan hos både stål och betong minskar med ökande temperatur, vilket inte är fallet för andra byggnadsmaterial som t ex trä, gips och olika isoleringsmaterial.

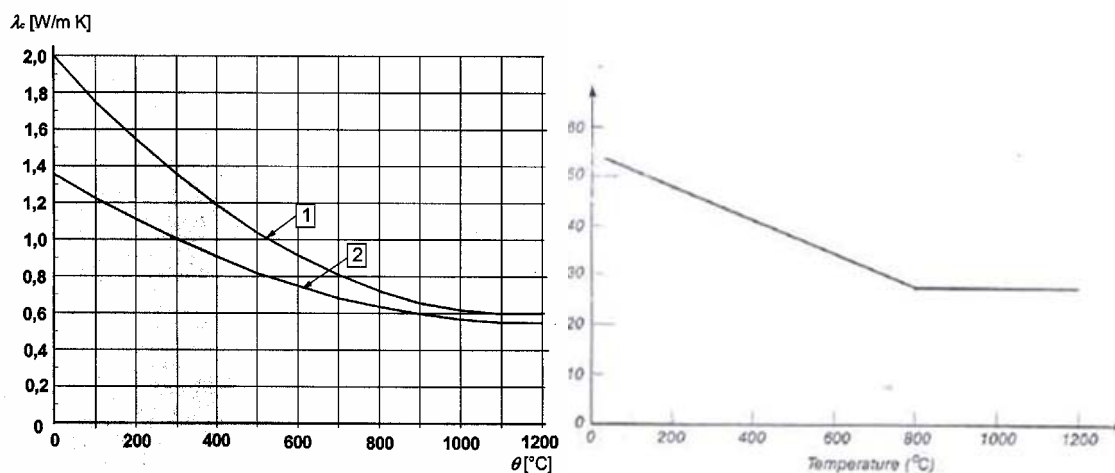


Fig. 2.5 och 2.6. Konduktivitet som funktion av temperaturen för betong respektive stål. I denna studie är den undre kurvan i fig. 2.5 använd då värden för betongs konduktivitet har tagits fram och förts in i programmet, ref. - [12]

Den höga värmeledningsförmågan är en besvärande faktor för stål som byggnadsmaterial med hänsyn till ett eventuellt brandförlopp eftersom stål snabbt förlorar sin bärlighet vid temperaturökningar. Vid $500^{\circ}C$ har stålets hållfasthet försvagats till mindre än hälften i förhållande till den vid rumstemperatur. Betongens värmetröghet har därmed en ”kylande” inverkan på dessa konstruktioner. Med andra ord så bibehåller konstruktionen en betydande del av den ursprungliga bärligheten under och efter kraftig temperaturpåverkan.

Värmeledningen skiljer sig också åt mellan olika betongtyper. En tät högpresterande betong med lågt vct leder värme bättre än en porösare betong med högre vct på grund av att luften i porerna leder värmen mycket dåligt. Det är alltså bättre ur brandteknisk synpunkt att använda den billigare s.k. husbyggnadsbetongen.

Densitet

Stålets densitet är konstant och har ett värde av 7850 kg/m^3 . Densiteten för betong är konstant vid rumstemperatur men vid en ökning av temperaturen så förångas det fria vattnet i betongstrukturen och därmed minskar densiteten successivt. Ett rimligt antagande är att betong förlorar 10 % av sin vikt efter uppvärmning till $800^{\circ}C$, samt att

detta förlopp kan antas vara linjärt⁹. Den förändrade densiteten beror inte bara på den s.k. dehydratiseringen utan även vilken typ av ballast som används och dess benägenhet att expandera vid temperaturökning, men denna inverkan har en underordnad betydelse för densitetsförändringen.

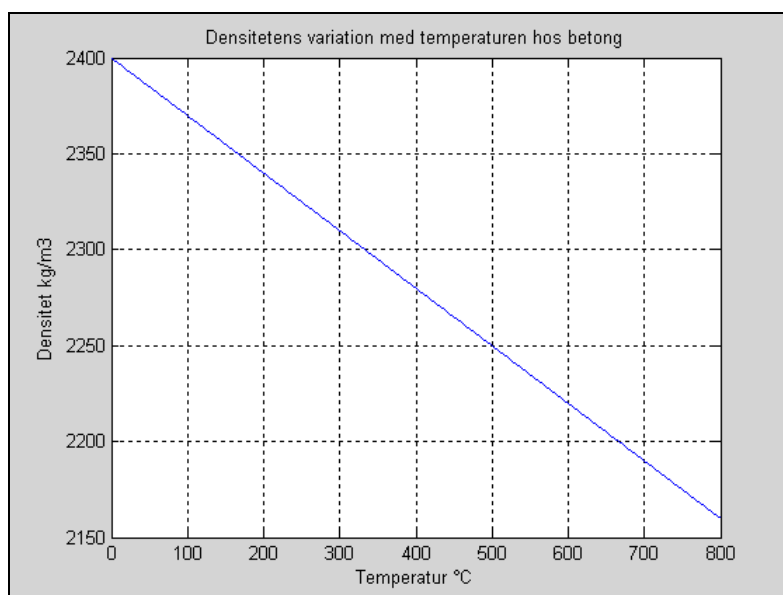


Fig. 2.7. Densiteten varierar, mellan 0-800 °C, idealiserat enligt $\rho = 2400 - 0,3 \cdot T$

2.2.2 Värmeflöde

Värmen från en brand överförs via brandgaserna till ytan av en kropp, i detta fall ett bärande element i en byggnad, genom två former av värmeöverföring, nämligen konvektion och strålning. Värmeöverföringen anges med enheten W/m² och har ett värde, vid ytan av en kropp, som beror på den s.k. värmeövergångskoefficienten α , som tar hänsyn till värmeövergångsförhållandena och består av en *konvektiv del* och en *strålningsdel*. Värmeöverföringen vid ytan är således en summa av bidraget från konvektion respektive strålning och tecknas:

$$q = q_k + q_s = \alpha_k \cdot (T_g - T_y) + \epsilon_r \cdot \sigma \cdot (T_y^4 - T_g^4) \quad (\text{ekv. 2.4})$$

där:

q_k = värmeöverföring beroende på konvektion	[W/m ²]
q_s = värmeöverföring beroende på strålning	[W/m ²]
T_y = temperatur vid ytan	[K]
T_g = brandgastemperatur	[K]
α_k = värmeövergångskoefficient beroende på konvektion	[W/m ² K]
ϵ_r = resulterande emissionstalet, se avsnitt om strålning nedan	[-]
σ = Stefan Boltzmanns konstant = $5,67 \cdot 10^{-8}$	[W/m ² K ⁴]

⁹ Betonghandboken; Kapitel 25; Thelandersson, Sven; sid. 863 ref. – [19]

Värmeövergångskoefficienten tecknas därmed:

$$\alpha = \alpha_k + \alpha_s \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (\text{ekv. 2.5})$$

där

$$\alpha_s = \frac{\varepsilon_r \cdot \sigma}{T_g - T_s} \cdot \left((T_g)^4 - (T_s)^4 \right) \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (\text{ekv. 2.6})$$

Konvektion

Konvektion är ett fysikaliskt fenomen där luften sätts i rörelse på grund av skillnader i temperatur i t ex ett rum. Värmeövergångskoefficienten beroende på konvektion, α_k , sätts till:

15 W/ m²°C för opåverkad yta eller hålrum¹⁰
25 W/m²°C för brandutsatt betongyta¹⁰ och
25 W/m²°C för brandutsatt stålprofil¹¹

Strålning

Värmeflödet på grund av strålning hörhär från Stefan Boltzmanns strålningslag som tecknas:

$$q_s = \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot (T_y^4 - T_g^4) \quad [\text{W/m}^2] \quad (\text{ekv. 2.7})$$

Resultande emissivitet tar hänsyn till strålningskaraktäristika för den brandutsatta ytan. Värmestrålning sker dels in mot ytan dels ut från ytan. ε_r är ett dimensionslöst tal mellan 0 och 1 och definieras ”ett mått på förmågan hos en kropp med temperaturen T att verkligen sända iväg strålningen, som för en svartkropp är $\varepsilon = 1$ vilket är en ideal strålarare.¹²”

Emissionstalet beräknas ur

$$\varepsilon_r = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_y} + \frac{1}{\varepsilon_g} - 1} \quad (\text{ekv. 2.8})$$

där

ε_y = emissivitet för den brandutsatta ytan

ε_g = emissivitet för brandgaserna

¹⁰ Anderberg, Pettersson; (1991); sid. 84; ref. – [3]

¹¹ Aulik, A; 1971/72; sid. 7; ref – [4]

¹² Jönsson, G; 1998; sid. 212-213; ref – [13]

Värdet på ϵ_r för en brandutsatt betongyta sätts till $0,5^{10}$ och $0,7$ för brandutsatt ståluta¹¹. Att använda sig av denna approximation, av ϵ_r är att föredra eftersom det exakta värdet, som fås ur ekvation 2.8, är komplicerat att få fram.

Koefficienten α_s till skillnad från α_k är mer framträdande när värmeövergångsförhållandet ska bestämmas. α_k har alltså en mer underordnad betydelse.

2.2.3 Mekaniska effekter av brand

Termisk expansion

I likhet med de flesta material så sker en expansion och töjning i såväl stål som betong vid ökning av temperaturen. Hos betong är den termiska expansionen dock beroende av andelen cementpasta och ballast. Cementpastafasen krymper medan ballasten ökar i volym. För materialet betong som helhet så sker dock en expansion eftersom ballastens expansion är dominerande, men det går således inte att säga att betong har en konstant termisk utvidgningskoefficient eftersom betongens vatten- och ballastandel har betydelse. Utvidgningskoefficienten β_{betong} varierar, till följd därav bl.a. med ballasttyp och vct, men även cementens beståndsdelar, (i de allra flesta fall) enligt:

$$10 \cdot 10^{-6} K^{-1} \leq \beta_{betong} \leq 15 \cdot 10^{-6} K^{-1}$$

För stål kan man approximativt sätta:

$$\beta_{stål} = 14 \cdot 10^{-6} K^{-1} \text{ }^{13}$$

En viktig iakttagelse ovan är att den termiska utvidgningskoefficienten är i stort sett lika och ibland sammanfaller de helt och hållet. Detta är en av de förutsättningar som gör det möjligt att intimt kombinera stål och betong i konstruktionselement.

Vid stora skillnader i termisk expansion får man termiskt betingade spänningar vilka kan få oönskade konsekvenser för materialen och dess bärförmåga.

Temperaturbetingade rörelser i stommen

Spänningar som följd av termisk expansion i stommen kan leda till mer eller mindre allvarliga konsekvenser. Förhindrade töjningar kan ge upphov till s.k. tvångskrafter som i sin tur leder till sprickbildning och lokala brott i framförallt betongelement.

Vid en lokal brand, då bärförmågan följaktligen lokalt försvagas, eller lokalt slås ut helt, förorsakar detta en kraftomlagring i stommen. Fenomenet är komplext och komplicerat att beskriva samt förutse men det är ändå motiverat att i somliga fall integrera denna eventuella kraftomlagring i dimensioneringsgången för att förhindra en kollaps vid brand, detta gäller särskilt för prefabstommar. I platsgjutna stommar kan däremot tvångskrafterna i anslutningar mellan konstruktionselementen bli väldigt stora. Då kan man lösa detta genom speciella rörelsefogar. Datoranalyser är ett måste, eftersom beräkningarna är omfattande och avancerade liksom många andra beräkningar inom brandteknisk dimensionering.

¹³ Oredsson; (1995); sid. 9; ref. – [15]

Avspjälkning

Avspjälkning är ett fenomen som uppstår hos betong vid förhöjda temperaturer. Benägenheten att spjälka varierar mellan olika betongtyper och ett flertal faktorer inverkar. Fukthalten är dock en central faktor. Ju högre fukthalt, desto större risk för avspjälkning. Kortfattat kan fenomenet förklaras med att bl.a. ett ökande ångtrycket i betongens porer leder till att bitar av betongkroppens yta spricker helt eller delvis och faller bort. Den största risken med avspjälkning är att täcksiktet hos den aktuella betongkonstruktionen försvinner helt eller delvis och exponerar armeringsjärnen varvid bärförmågan (lokalt) snabbt avtar.

Det är vetenskapligt klarlagt att storlek på betongkroppen, betongkvalité samt grad av belastning, vid provning, är faktorer som påverkar bedömningen av spjälkningsrisken hos betong. Vid brandteknisk provning är det därför av vikt att provet belastas med en statisk last som är rimlig. Utan den så kan resultatet bli missvisande och otillförlitligt eftersom en belastad provkropp alltid har en högre brandbeständighet än en obelastad. ”Ofta har små provkroppar använts vid experimentella studier vilka ofta resulterat i försumbar spjälkning...”¹⁴.

Man kan vidta flera åtgärder för att reducera benägenheten för avspjälkning. Exempel är öka täcksiktet eller minska fuktinnehållet i betongen. Frågan är om det är rimligt att dimensionera med avseende på avspjälkningsrisken? I de flesta fall är det inte det, eftersom åtgärderna för att minska spjälkningsrisken får andra negativa materialtekniska och kostnadsmässiga konsekvenser samtidigt som sannolikheten för att en balk eller pelare kollapsar vid brand på grund av avspjälkning är ytterst liten. Avspjälkningsfenomen hos betong berörs i viss mån även i kapitel 2.4.4.

2.3 Reduktion av bärförmåga i en brandutsatt konstruktion

I följande kapitel beskrivs de fenomen som blir aktuella i ett bärverk vid brand. Kunskapen om hur de förändrade mekaniska egenskaperna påverkar stommen och dess komponenter är av stor betydelse för förståelsen av funktion och val av utformning av brandtekniska system inom dagens moderna byggteknik.

2.3.1 Faktorer som påverkar reduktionen av bärförmåga

Omfattningen av reduktionen bestäms av flera parametrar. De viktigaste som bör nämnas, utan inbördes rangordning, är:

- **Grad av exponering.** En större exponering ger snabbare temperaturutveckling. Exponeringen påverkas i sin tur av rad faktorer såsom brandhårdens placering i rummet, hur pass isolerad konstruktionsdetaljen är osv. Oftast handlar det om en partiell exponering, dvs. branden angriper inte alla sidor på den studerade byggnadsdelen.

¹⁴ Boström, L; ref – [24]

Den s.k. *profilfaktorn* ger ett mått på hur pass exponerad profilen är för ev. eventuell brand. Profilmfaktorn används bara för stålprofiler.

$$\frac{F}{A} = \frac{\text{perimetern(heta)}}{\text{tvärsnittsarean}} \quad [\text{m}^{-1}] \quad (\text{ekv. 2.9})$$

Enheten m^{-1} används inte så ofta, så därför kan kvoten med fördel inverteras för att på så sätt få enheten i m eller mm vilket ger en bättre ”känsla” för profilmfaktorns innebörd.

- **Varaktighet och intensitet.** Dessa faktorer ger en naturlig koppling till omfattningen av reduktionen. Varaktigheten av upphettningsfasen bestämmer hur stor del av tvärsnittet som uppnår det kritiska temperaturtillståndet vilket ibland kanske inte alls inträffar. Insats av räddningstjänst, förekomst av sprinklersystem, aktuell brandbelastning och öppningsfaktor är faktorer som har en central betydelse.
- **Material.** Stål och betong var för sig eller i kombination har betydelse för det brandskydd som behövs.
- **Geometri.** Slanka konstruktionselement t.ex. en balk med tunt liv uppnår snabbare höga temperaturer i stora delar av tvärsnittet. För betongelement är avspjälkningsrisken större för tunna konstruktionselement. Återigen kan profilmfaktorn vara användbar för att få uppfattning om hur pass exponerad elementet är och på så sätt kan man optimera geometrin för att minska riskerna.

Alla de ovanstående faktorerna är intimt knutna till varandra och man bör därför tillämpa en helhetssyn.

2.3.2 Reduktion av bärförmåga hos betongkonstruktioner

För att dimensionerande bärförmåga ska kunna bestämmas är kännedomen om värmens inträngningsdjup vid olika tidpunkter nödvändig. Tidpunkten då bärförmågan reduceras så mycket att den yttre lasten inte längre kan tas upp, vilket följaktligen blir den dimensionerande bärförmågan, kallas *kritisk tidpunkt*, t_{cr} . Den kritiska temperaturen svarar mot ett s.k. *dimensionerande temperaturtillstånd*. Inträngningsdjupet är endast intressant vid tiden t_{cr} och kan åskådliggöras i form av temperaturfält eller isotermer som de benämns.

Inträngningsdjup och isotermer

För renodlade betongkonstruktioner kan kritisk tidpunkt inträffa under brandens avsvafningsfas och inte under själva upphettningsfasen. Detta beror på betongens värmetröghet. Viktigt att poängtera är att när vi pratar om kritisk temperatur så avser vi enbart beräkningar där konstruktioner är utsatt för brandpåverkan enligt ett *verkligt brandförlopp*, dvs. inte standardbrandkurvan. ISO-kurvan har ju som bekant inte någon avsvafningsfas utan i det fallet ökar upphettningen och därmed temperaturen för varje tidssteg som görs.

Att fastställa t_{cr} vid ett verkligt brandförlopp, är inte helt enkelt eftersom flera faktorer påverkar den, t ex antalet armeringsjärn. Att försöka ange den exakta kritiska tidpunkten

kan därför innebära en mycket avancerad beräkning särskilt för betongkonstruktioner då man måste ta hänsyn till temperaturhöjningen i såväl betong som armeringsjärn.

Inträngningsdjupet som funktion av tiden kan läsas av i diagrammet i figur 2.10. Diagrammet gäller dock bara för endimensionellt värmeflöde, se definition i figur 2.8, och standardiserat brandförlopp, se figur 2.1.

Betongbalk

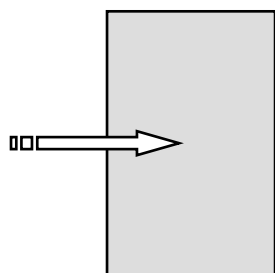


Fig. 2.8 Definition av endimensionellt värmeflöde

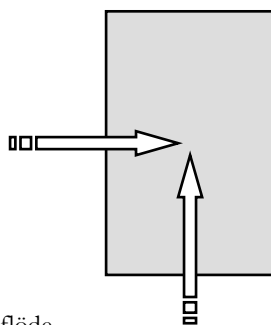


Fig. 2.9 Definition av 2-dimensionellt värmeflöde

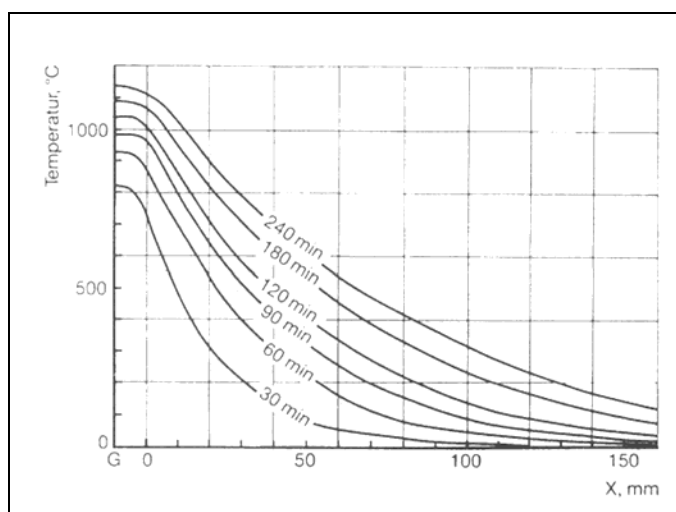


Fig.2.10 Temperaturhöjning som funktion av avståndet från brandutsatt yta vid olika varaktigheter, angivna i minuter. Gäller endimensionell värmeledning. Brandpåverkan är definierad som standardbranden ISO 834.

När det gäller balkar och pelare är det i stort sett alltid 2-dimensionellt värmeflöde som förekommer eftersom man antar en flersidig brandpåverkan vid dimensionering och då blir datorberäkningar nödvändigt. Ett utförligt material finns dock sammanställt med tabeller och diagram för många olika balkfall för att undgå beräkningar.

Sambandet mellan den relativa hållfastheten och temperaturen har kunnat verifieras genom experiment och en tydlig brytpunkt vid 400°C anger att hållfastheten avtar kraftigt ovan denna temperatur, se kurva 1 figur 2.11¹⁵. Man kan förenklat bortse ifrån det streckade området på höger sida om 500°C-markeringen. Kurva 2 i figur 2.11 visar den

¹⁵ Figuren är hämtad från Anderberg, Pettersson; (1991); sid. 259; ref. – [3]

förenklade men fullt rimliga teorin¹⁶ att bortse från den del av tvärsnittet som har temperaturer över 500°C. För pelare bör denna gräns istället vara 400°C¹⁷.

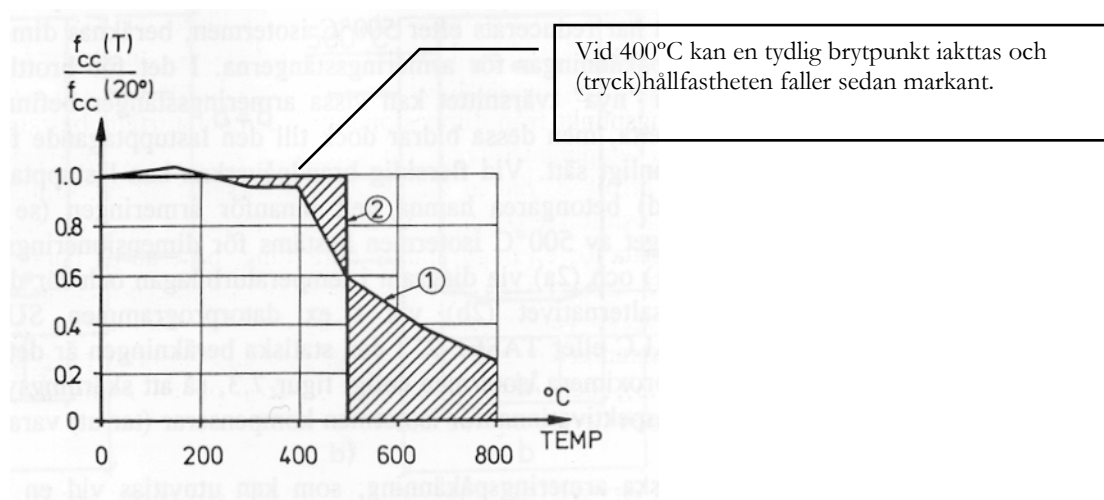


Fig. 2.11. Kurva 1 visar verkligt samband för den relativa tryckhållfastheten hos betong i relation till temperaturökningen. Kurva 2 visar principen för det förenklade antagandet att bara tillgodoräkna sig bärförmåga för det område av tvärsnittet som har en temperatur under 500°C

Sammanfattningsvis gäller alltså generellt för betongkonstruktioner att vid brandteknisk dimensionering genom beräkning så är målet att finna 500°C-isotermen som funktion av tiden.

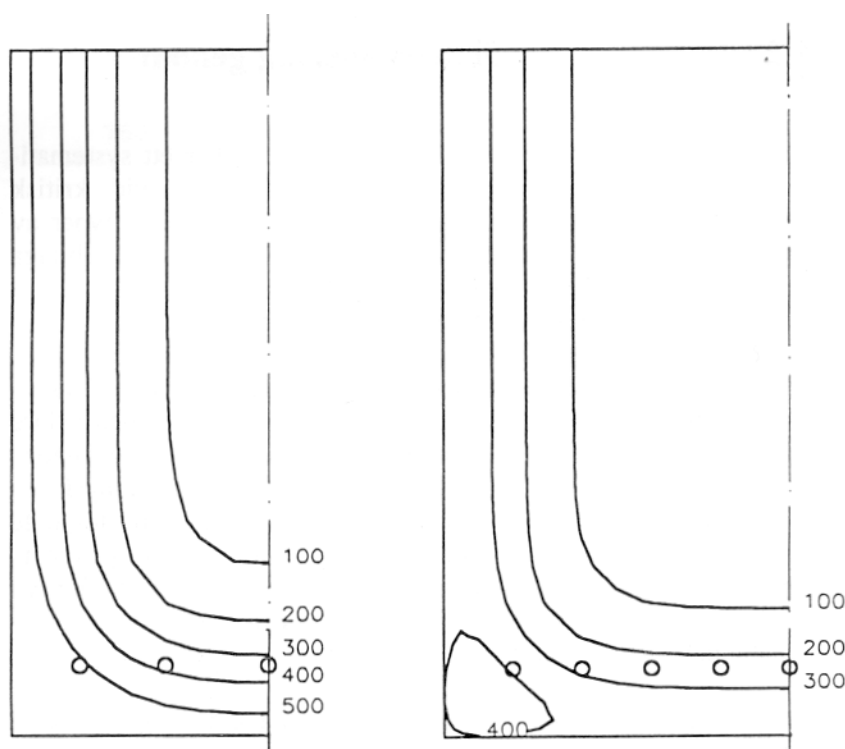


Fig. 2.12. Exempel på olika temperaturisotermier hos två tresidigt brandpåverkade betongbalkar då brandens varaktighet är 0,65 h respektive 0,33 h. Isotermerna på bilderna uppträder vid 1,4 h respektive 1 h, dvs. balken har befunnit sig i avsvlningsfasen i 0,75 h respektive 0,67 h. Ref. - [3]

¹⁶ Teorin verifieras genom analyser i publikationen "Analytical Fire Engineering Design of Reinforced Concrete Structures Based on Real Fire Characteristics" av Y. Anderberg, 1978.

¹⁷ Buchanan, A; sid. 227; rekommendationerna givna av primär författare, Tomasson, B; Brandteknik LTH; ref. - [7]

Reduktion av bärförmåga hos armeringsjärn

Uppvärmning av armeringsjärn är i högsta grad delaktig i reduktionen av bärförmågan hos betongkonstruktioner, och i synnerhet hos balkar, eftersom dragarmeringen i underkant av balken praktiskt taget helt och hållet bestämmer balkens böjmomentkapacitet. ”Vidhäftningen försämras mycket kraftigt vid temperaturer över 400°C”¹⁸, dessutom avtar den s.k. kallbearbetningseffekten markant vid 400°C¹⁹. Genom att öka täcksiktet kan man relativt enkelt få ett fullgott skydd av järnen.

2.3.3 Reduktion av bärförmåga hos stålkonstruktioner

Allmänt

För stålkonstruktioner talar man inte om isotermer på samma sätt som för betongkonstruktioner eftersom stålets höga värmeledningsförmåga gör att temperaturen i hela tvärsnittet är i stort sett densamma. Enligt en vanlig praxis har man i Sverige ansett att en stålkonstruktions bärförmåga är uttömd vid 450°C²⁰. Temperaturökningsförloppet kan studeras i figur 2.13 som visar att en oisolerad stålkonstruktion uppnår 450°C redan efter ca 8-9 minuter då den utsätts för en standardbrand vid ytan²¹. Figur 2.13 visar också att en isolerad stålkonstruktion aldrig kommer upp i så höga temperaturer under de 30 minuter som standardbranden påverkar stålet. Det framgår dock inte vilket isoleringsalternativ som är valt.

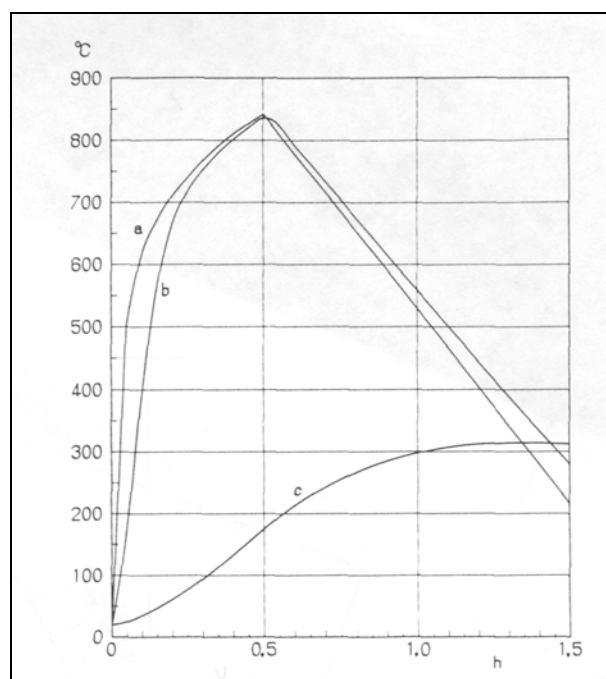


Fig. 2.13 Temperaturökningen som funktion av tiden då brandpåverkan sker under 30 minuters standardbrand på oisolerat stål, kurva b, samt isolerat stål, kurva c,

Kurva a anger brandgasttemperaturen²¹.

Ref. – [18]

För partiellt exponerade stålkonstruktioner kan en överdimensionering motiveras, men helt oskyddade stålkonstruktioner i inomhusmiljö måste alltid brandskyddsisoleras för att

¹⁸ Betonghandboken Material; Sven Thelandersson; sid. 863; ref. – [19]

¹⁹ Anderberg; Pettersson; (1991); sid. 149; ref. – [3]

²⁰ Aulik, Andres; sid. 2; ref. – [4]

²¹ SBI Publikation 130 (1992); sid. 237; ref. – [18]

förhindra den snabba reduktionen av hållfasthet och elasticitetsmodul som inträffar vid upphettning.

Den termiska isoleringen utförs antingen genom att ”bygga in” balkar och pelare i konstruktionens olika delar som t.ex. väggar och bjälklag eller med någon form av inklädnad.

Reduktionsfaktorn ω

ω är en dimensionslös reduktionsfaktor och som definieras enligt kvoten $f_{sy}(T)/f_{sy}(20^\circ C)$. Denna kan bestämmas utifrån flera samband. Olika normer, i olika länder, har helt skilda synsätt på detta samband, och det har att göra med vilken töjning i stålet som kan accepteras. Vid brandtekniska beräkningar och dimensioneringar kan det vara motiverat att tillåta en högre töjning än vad som annars accepteras²².

Ett spännings-töjningsdiagram kan göras för stål vid olika temperaturer, se figur 2.14. Högsta tillåtna töjning bestäms. Därefter tas ett samband fram, mellan stålets sträckgräns vid rumstemperaturen och motsvarande sträckgräns vid temperaturen T, vid en viss töjning i stålet.

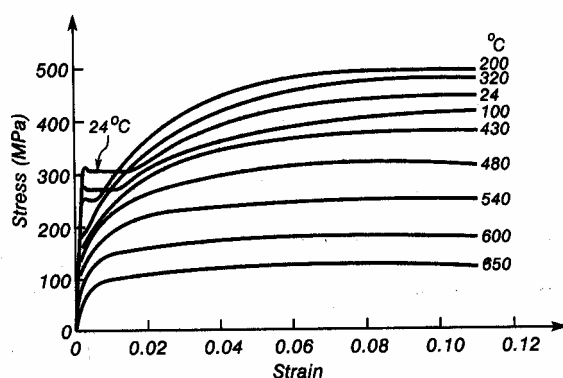


Fig. 2.14 Spännings-töjningsdiagram för varmvalsat stål vid olika temperaturer. Källa: Buchanan, A; (2000); sid. 196 ref. – [7]

²² Buchanan, A; (2000); sid. 196 ref. – [7]

I denna rapport har sambandet enligt ekvation 2.10 nedan använts, vilket har ursprung från EC 3, 1995.

$$\omega = \left[0,9674 \cdot \left(1 + e^{-\frac{T-482}{39,19}} \right) \right]^{-1/3,833} \quad (\text{ekv. 2.10})$$

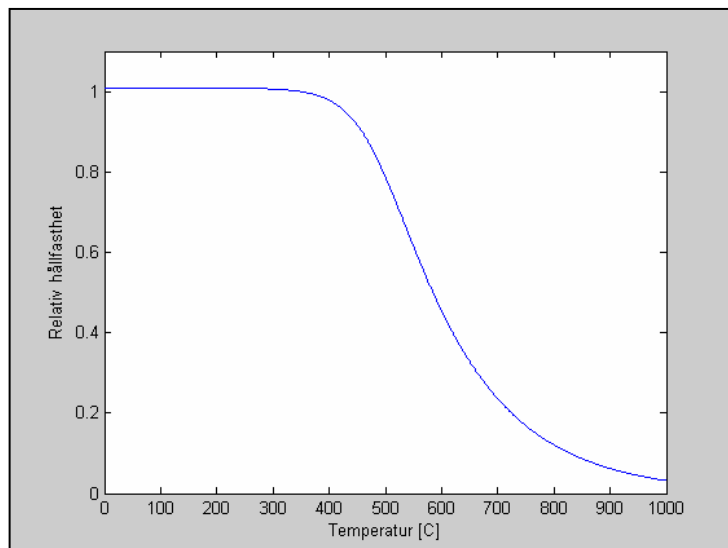


Fig. 2.15 Sambandet då den relativa hållfastheten plottas som funktion av temperaturen enligt EC3.

Ekvation 2.11 har sitt ursprung från Harmathy. Sambandet enligt ekvation 2.11 har sitt ursprung från Harmathy, T.Z. (1993) ”*Fire Safety Design and Concrete*”. Figur 2.16, visar med de streckade områdena hur mycket reduktionsfaktorn kan variera med bakgrund av de olika synsätt som omtalats tidigare. Ur detta streckade fält har en approximation gjorts enligt:

$$\begin{aligned} \omega &= 1 \quad \text{för } 20^\circ C \leq T \leq 300^\circ C \\ \omega &= -1,9595 \cdot 10^{-3} \cdot T + 1,6 \quad \text{för } 300^\circ C \leq T \leq 800^\circ C \end{aligned} \quad (\text{ekv. 2.11})$$

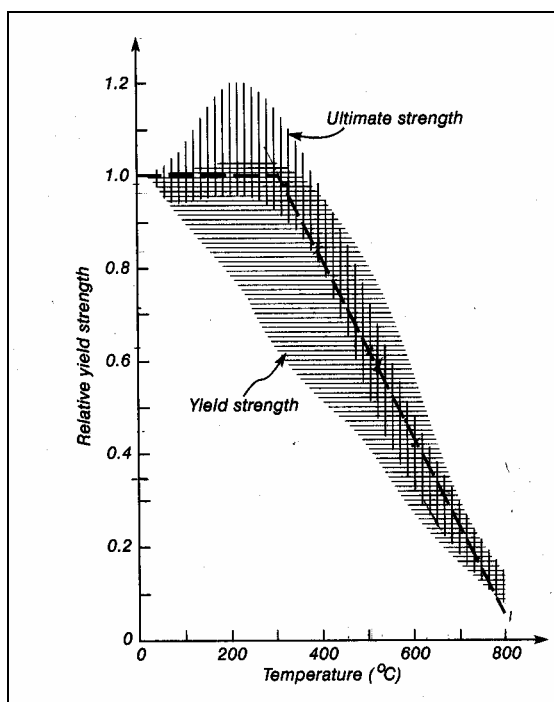


Fig. 2.16 Inuti det vågrät streckade området "Yield strength" (sträckgräns) görs en approximation som beskrivs enligt ekv. 2.11.

Brandisolering med betong

Brandskydd med betong är vanligt och kan ge utmärkta och förbättrade termiska och mekaniska egenskaper. I denna rapport behandlas pelare och balkar, men även plattor utförs i denna kombination. Utförligare beskrivning av samverkanskonstruktioner med stål och betong behandlas i kapitel 2.4.

Övriga brandisoleringsalternativ

Vid sidan av betong kan man använda sig av olika isoleringsmaterial. Fasadpelare av stål brukar byggas in i vanliga utfackningsväggar och brandskyddas då med ett skivmaterial. Gips ger ett utmärkt brandskydd i och med att det innehåller mycket vatten. Även cementbaserade skivmaterial, som också har hög värmetröghet, används i detta syfte.

Fristående pelare och exponerade bjälklagsbalkar kan också kläs in i skivmaterial, men även inklädnad av t.ex. stenull förekommer. Hur tjockt lager isolering som krävs för att uppnå erforderligt brandskydd framgår av tillverkarens anvisningar.

Vidare finns det alternativ som brandskyddsmålning. Färgen sväller vid upphettning och ger på så sätt ett skyddande "täcke" på stålets yta.

Sprutisolering har länge varit en konventionell metod. Fördelen med sprutisolering är att man lätt kan brandskydda konstruktioner med föränderliga och osymmetriska former samt anslutningar där det är svårt att komma åt att måla eller klä in.

En mycket ovanlig metod som har använts i ett fåtal byggprojekt är *vattenfyllnad*. Ihåliga stålprofiler fylls helt enkelt med vatten för att uppnå en kylande effekt. Metoden är dyr och kräver omsorgsfull dimensionering eftersom faktorer som ångtryck, rost- och frysrisk måste beaktas.

2.4 Samverkanskonstruktioner

I följande kapitel kommer olika samverkanskonstruktioner i stål och betong presenteras samt hur man på olika sätt kan kombinera dessa material för att uppnå en lämplig, praktisk och ändamålsenlig användning.

2.4.1 Allmänt

Temperaturökningen i materialen i stommen vid brand resulterar i minskad hållfasthet och elasticitetsmodul vilket i sin tur betyder att bärrigheten reduceras, som tidigare nämnts i bl.a. kapitel 2.3.2.

När forskningen inom brandtekniken tog fart och kunde påvisa denna koppling mellan brand och reduktion av bärförmåga, startade en material- och produktutveckling som bl.a. resulterat i de samverkanskonstruktioner och samverkanssystem som idag ofta används i stommar.

Syftena med att kombinera stål och betong i konstruktioner är många. Samverkanskonstruktioner har i regel alltid en hög bärförmåga. Man får en s.k. synergieffekt av att man har två material i kombination, dvs. bärförmågan blir högre i kombination än vad summan av bärförmågan skulle ha varit om de hade varit fristående från varandra. Genom att förena stål och betong förenar man alltså därmed deras respektive goda egenskaper samtidigt som de dåliga egenskaperna marginaliseras. Detta resonemang utvecklas vidare i kapitel 2.4.3.

Stål karakteriseras av goda egenskaper som hög draghållfasthet, samt en hög seghet och tøjbarhet. De dåliga egenskaperna är främst den höga värmeledningsförmågan samt dess korrosionsbenägenhet vid höga luftfuktigheter.

Betong utmärker sig genom sin höga tryckhållfasthet samt dess värmetröghet. Bland de sämre egenskaperna kan nämnas att vissa betongtyper har hög permeabilitet, vilket kan leda till beständighetsproblem och därmed minskad livslängd, samt en låg draghållfastheten

Samverkanstekniken används i balkar, plattor, väggar och pelare. Vid utformningen av broar används inte sällan stål och betong i kombination. Motiven för val av utformning beror på vilken typ av samverkansseffekt konstruktören vill uppnå, dvs. mekanisk och/eller termisk samverkansseffekt. I vissa fall har t.ex. betongen enbart en termodynamisk funktion och är således inte dimensionerad för att bidra till den statiska bärförmågan.

2.4.2 Balkar

En kombination mellan stål och betong vid balkutformning är inte ovanlig i dagens byggande. Främst är det införandet av den s.k. *hattbalken* som har rationaliserat bjälklagsbyggandet.



Fig. 2.17 Hattbalk från Forssell's Smide.

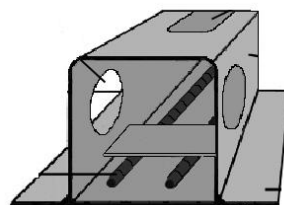


Fig. 2.18 Hattbalk som ingår i stomsystem levererat från Glim. Håltagningarna är till för att underlätta betongfyllnaden.

Underflänsen fungerar som upplag för bjälklagsplattor som prefabriceras och levereras till byggarbetsplatsen med de mått som de beställs i. Efter en pågjutning har man inneslutit alla delar av stålprofilen i betong utom underflänsen. Fullgott brandskydd uppnås då genom att täcka underflänsen med skivmaterial eller brandskyddsmålning. Ett alternativ är en förgrovnig av underflänsens godstjocklek²³. Balktillverkaren *Peikko* levererar den s.k. ”Deltabalken”, se figur 2.19. Enligt Peikko behövs inget brandskydd av underflänsen för ”Deltabalken”.

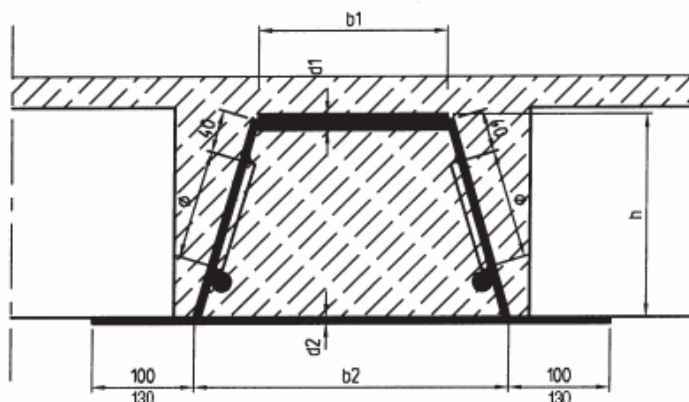


Fig. 2.19 En variant av hattbalk, den s.k. ”Deltabalken”. Pågjutningen syns på bilden som det streckade området. Se även bild i bilaga C

Fördelen, förutom brandskyddsegenskaperna, är att man får balk och bjälklagsplatta i samma plan, dvs. mindre konstruktionshöjd vilket har betydelse för totalekonomin.

Lättviktsbalkar som t.ex. fackverksbalkar användes förut som bjälklagsbalkar, men de kräver en omsorgsfull brandskyddsdimensionering just på grund av sitt slanka och tunna utförande och bland annat därför används de inte som bjälklagsbalkar längre. I World Trade Center var bjälklagen byggda på detta sätt vilket fick ödesdigra konsekvenser. När stålet i de bärande elementen exponerades för brand förlorade de snabbt sin bärlighet och bjälklagen kollapsade. Balkarna, i WTC-fallet, var brandskyddsbehandlade men

²³ Diskuteras även i kapitel 2.3.3 ”Reduktion av bärförmåga hos stålkonstruktioner”.

förmodligen försvagades den kraftigt eller eliminerades helt efter den kraftiga explosionen som inträffade när flygplanet rammade byggnaden.

Fackverksbalkar används numera nästan uteslutande som takbalkar. De relativt små lasterna på tak gör denna typ av balkar ändamålsenliga där, samtidigt som installationer som t.ex. sprinkler, ventilation och el obehindrat kan monteras och dras i takhöjd.

2.4.3 Pelare

Samverkanspelare i stål och betong finns i många olika utförande. Fördelarna gentemot traditionella pelare av stål eller betong är många. Man kan särskilja fyra typer av samverkanspelare.

1. Stålprofil innesluten i betong²⁴, se bilaga D figur 6.2.
2. Betong inkapslat i stålprofil, se bilaga D figur 6.3.
3. Stål och betong inneslutet i stålprofil, se bilaga D figur 6.4.
4. Stålprofil med betong mellan flänsarna²⁴, se bilaga D figur 6.5.

Förutom de brandtekniska fördelarna, vilket är oftast är huvudskälet till val av samverkanspelare, finns det en rad andra fördelar.

- *Ökad bärförmåga.* Instabilitetsfenomen som buckling hos stål är nästintill omöjlig att inträffa samtidigt som avspjälkning hos betong motverkas, framför allt i de fall där betongen är helt och hållet inkapslad dvs. fall 2 och 3. Därmed kan man tillgodoräkna sig en högre bärförmåga.
- *Formsättning och stomresning.* Behovet av gjutform försvinner helt eller delvis (typ 2, 3 och 4) vilket ger högre monterings-teknisk produktivitet. Byggtiderna och byggkostnaderna kan minskas då antalet arbetstimmar sjunker då formbygget och en del armeringsmontering inte längre behövs. I de fall då betongfyllnad görs före montage är man dessutom inte beroende av betongens härdningstid och framför allt minskas kranbehovet vilket ”nästan alltid är en kritisk resurs på ett bygge”²⁵. Det är dock endast envåningspelare som brukar fyllas före resning eftersom större pelare innebär ohanterbara vikter vid transporter och lyft.

Ett viktigt skäl till att man utvecklade konstruktionselement där betong och/eller stål innesluts i en stålprofil (typ 2 och 3) är att man vill öka den bärande förmågan utan att de yttre dimensionerna förändras²⁶

- *Seghet och slagåligghet.* I jordbävningssdrabbade delar av världen är kombination av stål och betong i pelare inte ovanligt förekommande på grund av deras oslagbara seghet. Dessa pelare är också i större utsträckning tåligare för mekanisk påverkan i form av slag och stötar.

²⁴ Typfallet används även som balk eftersom den har mycket hög böjmomentkapacitet.

²⁵ Claeson-Jonsson, C; sid. 12; ref. – [8]

²⁶ ECCS; sid. 5.1; ref – [10]

- *Utrymmeseffektivitet.* Genom att bärförmågan ökar, som tidigare beskrivits, blir materialåtgången mindre vilket yttrar sig i slankare konstruktioner och därmed utökad användbar yta samtidigt som materialtransportkostnaderna minskar.
- *Estetik.* Stål är ett vackrare och snyggare material än betong, med sin släta och blanka yta och i flera fall väljer man stål, som heltäckande hölje (typ 2 och 3) just av denna anledning. Detta är ett arkitektoniskt grepp för att öka det visuella och estetiska värdet av byggnaden, och ofta med lyckat resultat.

2.4.4 Invändningar mot samverkanskonstruktioner

I ovanstående kapitel redogörs för samverkanskonstruktionernas fördelar. I likhet med de flesta andra system så finns det naturligtvis också nackdelar. Även om de inte är så många så är det ändå viktigt att nämna dessa.

Vid pågjutning vid hattbalksbjälklag samt vid fyllnad av ihåliga stålpelare kan det vara svårt att komma åt med vibreringsverktyg, och då har man ibland använt *självkompakterande betong*. Här går åsikterna isär huruvida det är lämpligt att använda sig av självkompakterande betong för brandisolerande syfte. I en publikation står följande att läsa: ”Extra produktionsvänligt blir det om man kan dimensionera utan armering samt om självkompakterande betong används”²⁷. Enligt denna källa kan det vara förnuftigt att utnyttja betongens speciella egenskaper för detta ändamål.

Brandbeständigheten hos självkompakterande betong är relativt outforskat område även om några publikationer i ämnet finns tillgängliga. Porstrukturen hos självkompakterande betong är tät och porerna är små, men betongen har samma fukthalt som ”vanlig betong”. Bertil Persson, docent på avdelningen för Byggnadsmaterial LTH, menar på att det kan finnas risker med att använda självkompakterande betong i konstruktioner där betongen är innesluten²⁸. Vid upphettning bildas ångtryck inne i porerna till följd av vattnets fasövergång vid 100°C. Detta ångtryck ger upphov till avspjälkning av betongen, men denna förhindras delvis av det omslutande stålhöljat. Det ökande ångtrycket måste ändå beaktas eftersom spänningarna i stålröret kan bli så stora att t.o.m. explosion av pelaren kan inträffa²⁹ med permanenta skador som följd. Riskerna med spjälkning och sprängning kan avhjälpas med tillsats i form av polypropylenfibrer i betongen. Spjälkningen kan helt och hållet undvikas vid inblandning av 1 kg/m³ fibrer med diameter 16-20 · 10⁻⁶ m³⁰

EuroCode 4, som behandlar samverkanskonstruktioner, ”rekommenderar att alla betongfyllda stålprofiler förses med ventilationshål med minst 20 mm diameter”³¹. Placeringen av ventilationshålen framgår också av EC4. Ventilationshålens syfte är att släppa ut eventuellt övertryck i heltäckande stålprofiler.

En annan farhåga är ovissheten om långtidseffekter hos vissa samverkanskonstruktioner. Detta kan avskräcka projektören, och här kan man tänka sig att det finns ett forskningsbehov eftersom dessa effekter, dvs. krympning och krypning, är dåligt dokumenterade. Det finns i dagsläget ingen svensk norm för samverkanskonstruktioner. Projekteringen genomförs ofta med hjälp av EC4.

²⁷ Claeson-Jonsson, C; sid. 37; ref - [8]

²⁸ Intervju med Bertil Persson, docent, 2004-03-30; ref. - [30]

²⁹ Buchanan, A; sid. 191; ref. - [7]

³⁰ Intervju med Bertil Persson, docent, 2004-03-30 – ref. [30]

³¹ Claeson-Jonsson, C, primärkälla ”EC4, ENV 1994-1-2:1994”; ref. - [8]

Sammanfattningsvis kan slutligen konstateras att även om samverkanskonstruktioner har funnits länge så finns det trots allt ett utbildnings- och forskningsbehov. Få konstruktörer har god vana av att utnyttja samverkanskonstruktioner i mekaniskt och/eller brandtekniskt syfte.

3 Modellering och simulering

3.1 Metod

3.1.1 Fallstudie

Definitionsmässigt kan metodvalet i denna rapport klassas som en fallstudie. En fallstudies intention är ”att ta en liten del av ett stort förlopp och med hjälp av fallet beskriva verkligheten och säga att fallet i fråga får representera verkligheten.”³²

3.1.2 Finita Element-Metoden (FEM)

FEM är en numerisk beräkningsmetod där man indelar en kropp eller en struktur i delar, kallade element. Det generella sambandet gäller enligt

$$[F] = [K] \cdot [Q] \quad (\text{ekv. 3.1})$$

där kraften, F , beräknas som produkten av styvheten, K , och förskjutningen, Q . Denna beräkning görs för varje enskilt element. FEM har i det närmaste ett outtömligt antal analogier, dvs. det generella sambandet kan omformas och användas inom ett stort antal tillämpningsområden. Inom strukturmekaniken har FEM fått stor betydelse eftersom man kan genomföra stora och avancerade datorberäkningar med FEM, som hade varit omöjliga att göra för hand³³. Generellt gäller även att ju finare indelning av en kropp/struktur man väljer att göra desto mer exakt resultat kan man förvänta sig. Resultatet föregrips av en matrislösning av ett stort antal ekvationer³⁴. I denna rapport inriktas fokus på den termodynamiska analogin, vars styvhet består av termiska egenskaper som beskrivs mer ingående i kapitel 2.

3.1.3 Arbetsredskapet ANSYS

Datorprogrammet ANSYS, version 7.1, hade jag innan jag påbörjade arbetet med denna rapport inte använt tidigare. Inlärningsprocessen har skett med hjälp av självstudier av användarhandböcker och konsultation med flera olika forskare på olika avdelningar inom LTH. Detta har efterföljts av en mängd testkörningar av givna övningsexempel men även egenkonstruerade enklare modeller, som stegvis har utvidgats. Modelleringen har också dokumenterats med anteckningar och bildutskrift för att lättare kunna kontrollera och analysera de fel och tvivel som har varit aktuella i samband med inlärningsprocessen. Utdata har här till kritiskt granskats med avseende på rimlighet och relevans, för att verifiera algoritmens tillförlitlighet. Detta är absolut nödvändigt eftersom analysen i ANSYS är en central del av rapporten. Utan detta förhållningssätt uppfylls inte kravet om reliabilitet och validitet och då kan resultatens vetenskapliga värde, i efterhand, ifrågasättas³⁵.

Ett krav på datorprogrammet, som på förhand valdes, var att det skulle kunna behandla icke-linjär värmetransport, vilket är fallet i den termiska analys som utförs inom ramen för detta examensarbete. ANSYS är ett FE-baserat program och har i likhet med många andra FE-program, programfunktioner som kan utföra beräkningar av detta slag.

³² Ejvegård, Rolf; (2003) sid. 33 ref. – [11]

³³ Thelandersson, S; (1994) sid. 8 ref. – [22]

³⁴ Buchanan, A; (2000); sid. 139 ref. – [7]

³⁵ Ejvegård, Rolf; (2003) sid. 70 ref. – [11]

I ANSYS kan man arbeta enligt två huvudalternativ, vilka båda har sina fördelar och nackdelar. Nämligen den s.k. ”kommandometoden” (Command or Batch Method) och ”menymetoden” (GUI-path Method). Den förstnämnda metoden innebär, kortfattat, att man programmerar i textfiler med specialkommandon, definierade av ANSYS, för att definiera en modell med unika egenskaper. Metoden kräver djup kunskap om programvaran och är inte lämpad för förstagångsanvändare, utan kan anses vara mer forskarinriktad. Fördelarna är att man med relativt små arbetsinsatser kan förändra en hel modellering utan att för den sakens skull behöva gå igenom tidsödande menyer stegvis. Menymetoden innebär å andra sidan en mer logisk arbetsgång med ett mer användarvänligt grafiskt gränssnitt.

Solidelementet som använts i datoranalyserna kallas ”PLANE55”, benämns även ”Thermal Solid”, och definieras av ANSYS som ett 2D-element, där varje element har 4 noder. Frihetsgraden i varje nodpunkt representeras av en temperatur. För att de viktiga värmeövergångsförhållandena ska kunna beaktas måste ytterligare ett element användas i modellen. Elementet heter SURF151 och benämns som ett s.k. ”surface effect”-element. Elementet används när materialens emissivitet vid brand ska beaktas.

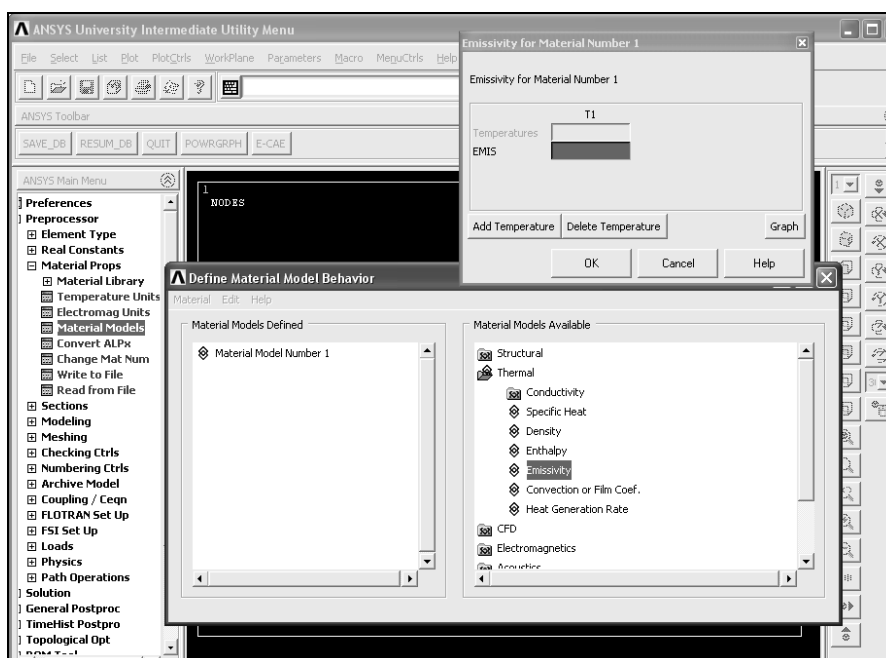


Fig. 3.1 Fönster från ANSYS för inmatning av emissivitet.

Användaren har hela tiden en grafisk koppling till de indata som matas in via menyer som stegvis går igenom.

3.2 Verifiering av beräkningsmodell

För att verifiera de numeriska beräkningarna i datorprogrammet ANSYS kan man välja mellan ett flertal analytiska och grafiska metoder.

3.2.1 Momentan temperaturökning

Ett enkelt testexempel har testkörts i ANSYS. Det är ett kvadratisk betongtvärsnitt med sidlängden 0,2 meter. En momentan höjning av temperaturen görs vid ytan, på en av betongkvadratens sidor, till 500°C, se figur 3.2 och 3.3. Initialtemperaturen i alla noder är 0°C. Därefter studeras temperaturgradienten i betongen samt vilken temperatur som råder vid tiden 60 minuter i en specifik nod. Nodpunkten som studerats har läget $(x,y) = (0.07\text{m.}, 0.10\text{m.})$.

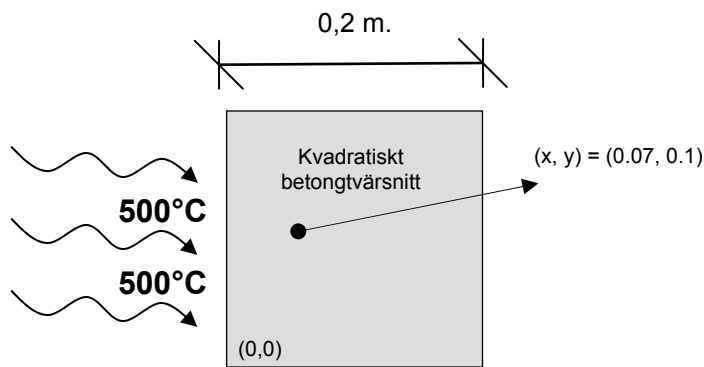


Fig. 3.2 Studerat betongtvärsnitt, med momentan temperaturökning i brandcellen.

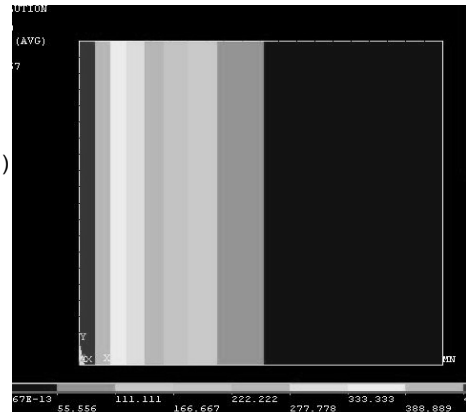


Fig. 3.3 Studerat exempel efter att simulering gjorts i ANSYS. Isothermer syns som de randiga områdena.

Konstanta värden, enligt nedan, har antagits som indata för att sedan verifiera simuleringen med ekvation 3.2. Mediet antas vara halvoändligt.

$$\lambda = 1.2 \text{ W} / \text{m} \cdot ^\circ\text{C}$$

$$\rho = 2400 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$c = 880 \text{ J} / \text{kg} \cdot ^\circ\text{C}$$

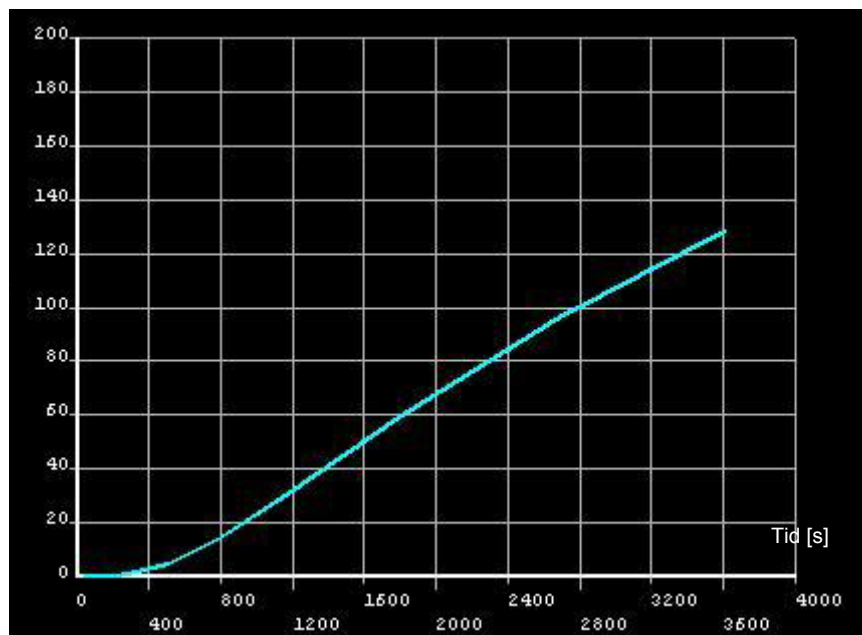


Fig. 3.4 Tid-temperatur-fördelning i den aktuella noden (0.07, 0.10)

De konstanta indata som använts i ANSYS gör det möjligt att använda en analytisk metod³⁶ där just konstanta förutsättningar krävs samt att temperaturökningen vid ytan är momentan och därefter konstant under hela den aktuella tiden.

$$T_x = T_{yta} \cdot \operatorname{erfc} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{a \cdot t}} \quad (\text{ekv. 3.2})$$

där

$$\begin{aligned} x &= \text{avståndet från ytan} && [\text{mm}] \\ T_x &= \text{temperaturen på avståndet } x \text{ mm} && [^\circ\text{C}] \\ a &= \text{diffusivitet} = \frac{\lambda}{\rho \cdot c} && [\text{m}^2/\text{s}] \end{aligned} \quad (\text{ekv. 3.3})$$

Diffusiviteten anger hur snabbt ett material anpassar sig till den omgivande temperaturen.

Insättning ger:

$$a = \frac{1.2}{2400 \cdot 880} = 5.68 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2 / \text{s} \quad (\text{ekv. 3.4})$$

$$T_x = 500 \cdot \operatorname{erfc} \left[\frac{0.07}{2 \sqrt{0.568 \cdot 10^{-6} \cdot 3600}} \right] = 500 \cdot \operatorname{erfc}(0.774) = 500 \cdot 0.26583 \approx 133^\circ\text{C}$$

(ekv. 3.5)

Simuleringen och datormodelleringen i ANSYS kan därmed anses som trovärdig eftersom $129^\circ\text{C} \approx 133^\circ\text{C}$.

3.2.2 Successiv temperaturökning

För ett brandbelastat betongtvärsnitt kan temperaturen analytiskt beräknas, i en given nodpunkt. För att man approximativt ska kunna anse att den studerade kroppen är s.k. kvartsoändlig, dvs. att betongkonstruktionen har oändlig utsträckning i värmeströmningens riktning³⁷, så studeras en punkt nära det hörn där branden angriper från båda riktningarna. Punkten som valts har koordinaterna $(x,y) = (0.03 \text{ m}, 0.05 \text{ m})$. Brandbelastningen är successivt ökande med tiden enligt det standardiserade brandförloppet, ISO 834. Värmeövergångsförhållanden vid ytan, beroende av konvektion och strålning, och som använts vid den kommande simulering har förts in som indata.

³⁶ Thelandersson, S; (1974); sid. 36; ref. – [21]

³⁷ Betonghandbok Material; Thelandersson, S; sid. 867-868; ref. – [19]

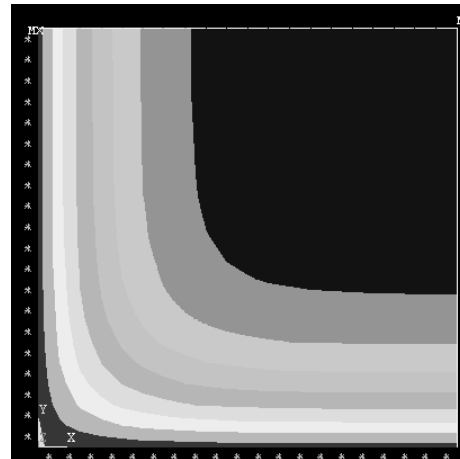
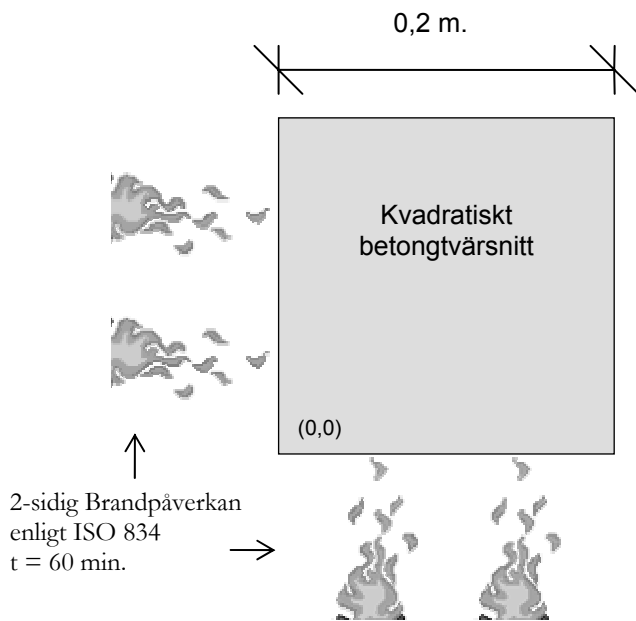


Fig. 3.6 Studerat exempel efter att simulering och animering gjorts i ANSYS.

Fig. 3.5. Bilden åskådliggör förenklat hur modellen i ANSYS är uppbyggt

Variierande temperaturegenskaper har använts som indata. Se bilaga A.

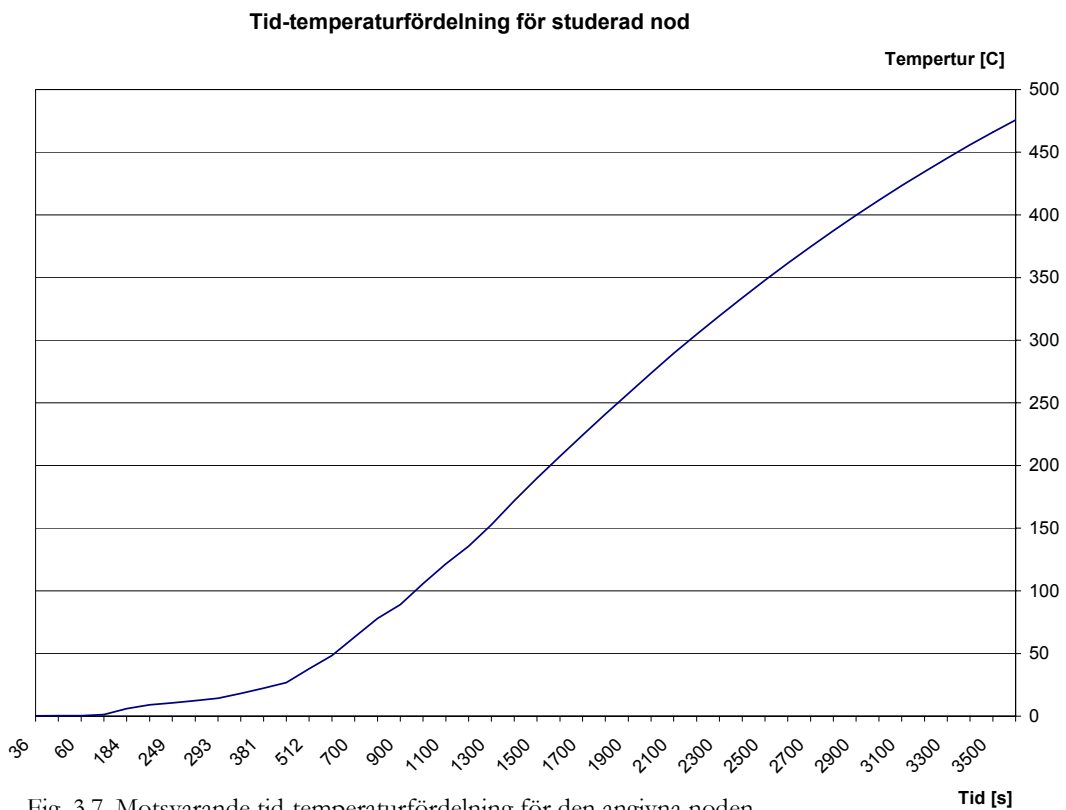


Fig. 3.7. Motsvarande tid-temperaturfördelning för den angivna noden.

Temperaturen avläses till 476 °C för den angivna noden.

Ekvation 3.6 tillämpas för att verifiera ovanstående datorberäkning. Denna ekvation ger ett approximativt resultat. Uttrycket gäller om mediet är kvartsoändligt samt om värmeströmningen är tvådimensionell³⁸.

$$1 - \frac{T_{x,y}}{T_g} = \left[1 - \frac{T_x}{T_g} \right] \cdot \left[1 - \frac{T_y}{T_g} \right] \quad (\text{ekv. 3.6})$$

där

$T_{x,y}$ = temperaturen i punkten (x,y) [°C]

T_g = brandgastemperaturen vid given tid [°C]

T_x = temperaturen i punkten x , i det endimensionella fallet. [°C]

T_y = temperaturen i punkten y i det endimensionella fallet [°C]

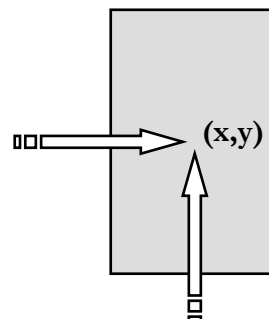


Fig. 3.8. Definition av 2-dimensionell värmeledning

Ur figur 2.10 läses temperaturerna T_x och T_y av till värdena 400°C respektive 225°C, som sätts in i ekvation 3.6, tillsammans med brandgastemperaturen vid tiden 60 minuter.

Insättningen ger:

$$1 - \frac{T_{x,y}}{925} = \left[1 - \frac{400}{925} \right] \cdot \left[1 - \frac{225}{925} \right] \quad (\text{ekv. 3.7})$$

$$T_{x,y} = 528^\circ\text{C}$$

Denna verifiering ger vid jämförelse en skillnad på 52°C. Detta språng kan ändå godtas eftersom ekvation 3.6 är, som tidigare nämnts, en approximativ metod.

3.3 Brandpåverkan på hattbalk ingjuten i betong

3.3.1 Beskrivning av balken

Samverkansbalken som ska studeras i detta kapitel är en variant av den vanligt förekommande s.k. hattbalken.

Geometrin har valts efter genomgång av standardutförande hos balkar från leverantörer av hattbalksystem, se figur 3.9. Håldäcksplattan, i detta typfall, kan inte anses ge en s.k. medverkande flänsbredd hos balken vilket man kan tillgodoräkna sig om plattan är platsgjuten. En medverkande flänsbredd innebär att plattan samverkar med balken vilket gör konstruktionen styvare och den bärande förmågan blir därmed större. Det är viktigt att veta vilka delar av tvärsnittet som verkligen kan samverka med varandra. Typfallet enligt figur 3.9 medger att betongen inuti lådtvärsnittet, samt mellan de två plattstålen som finns fastsvetsade på toppen av balken, samverkar med stålprofilen. Stål S355 och betong K30 används. SK 2 gäller.

³⁸ Betonghandbok Material; Thelandersson, S; sid. 869; ref. – [19]

När stål och betong samverkar mekaniskt kan man inte behandla materialen som om de vore separata tvärsnitt. För beräkning av bärförmåga med plasticitetsteori kan betongen skalas om till stål enligt:

$$b_{\text{samsverkansbetong}} = \frac{0,8 \cdot f_{cc}}{f_{yd}} \cdot b_{\text{betong}} \quad (\text{ekv. 3.8})$$

där

$b_{\text{samsverkansbetong}}$ = bredden för mekaniskt samverkande betong omskalad till stål

0,8 = konstant som tar hänsyn till att betongen inte plasticeras fullt ut

f_{cc} = dimensionerande värde på betongens tryckhållfasthet

f_{yd} = dimensionerande värde på stålets sträckhållfasthet

b_{betong} = bredden för betongen i det aktuella skiktet

På motsvarande sätt måste förhållandet mellan armeringens hållfasthet och stålets hållfasthet anges innan neutrallagret beräknas. Ändringsfaktorn blir:

$$A_{S, \text{samv.}} = \frac{f_{st}}{f_{yd}} \cdot A_S \quad (\text{ekv. 3.9})$$

f_{st} = dimensionerande värde på armeringens draghållfasthet

f_{yd} = dimensionerande värde på stålets sträckhållfasthet

Balken har utsatts för brandpåverkan enligt två olika varianter vilka förklaras nedan:

- a.) Stål, betong och armering samverkar såväl termiskt som mekaniskt. Betongens bärförmåga tillgodoräknas endast, som brukligt, i tryckzonen. I typfallet görs ingen mekanisk koppling med betongen ovanför ståltvärsnittet, och därför kan man inte tillgodoräkna sig pågjutningen som mekaniskt medverkande flänsbredd.
- b.) Ståltvärsnittet bär *all* last. Betongen utnyttjas endast som termiskt samverkande och har därmed endast en ”kylande” inverkan i tvärsnittet.

Anledningen till att vi gör studien enligt variant b är att lättare kunna studera betydelsen av betongen som mekaniskt samverkande, samt att dra slutsatser om huruvida en eventuell optimering av tvärsnittet kan genomföras.

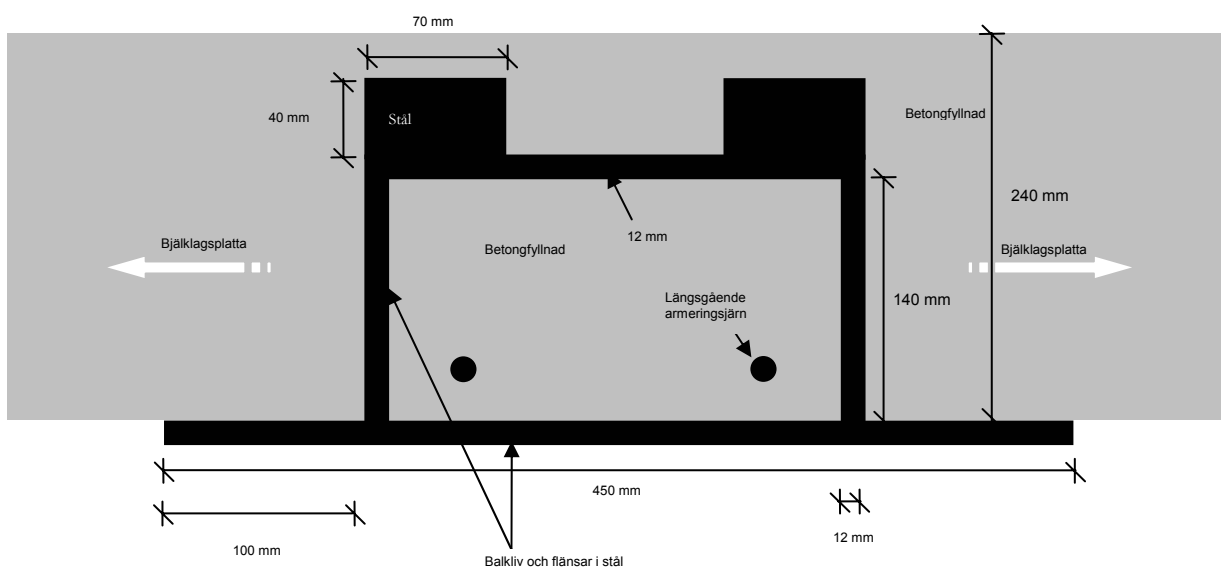


Fig. 3.9 Principskiss av modellerat tvärsnitt. Ej skalenlig.

3.4 Indata

Brandens påverkan på balken illustreras i figur 3.10.

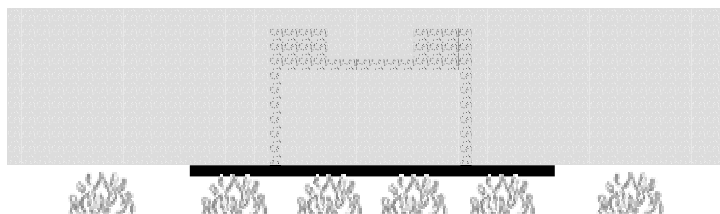


Fig. 3.10 Visualisering av hur branden påverkar det aktuella typfallet enligt standardbrandkurvan, ISO 834

Brandbelastningen följer det standardiserade brandförloppet, ISO 834 och har förts in i ANSYS enligt tabell i bilaga B. Analyserna har gjorts med de varierande brandbelastningstiderna 30, 60, 90 och 120 minuter.

Den konstanta värmeövergångskoefficienten, α_k beroende av konvektion, införs med värdena redovisade i kapitel 2.2.2

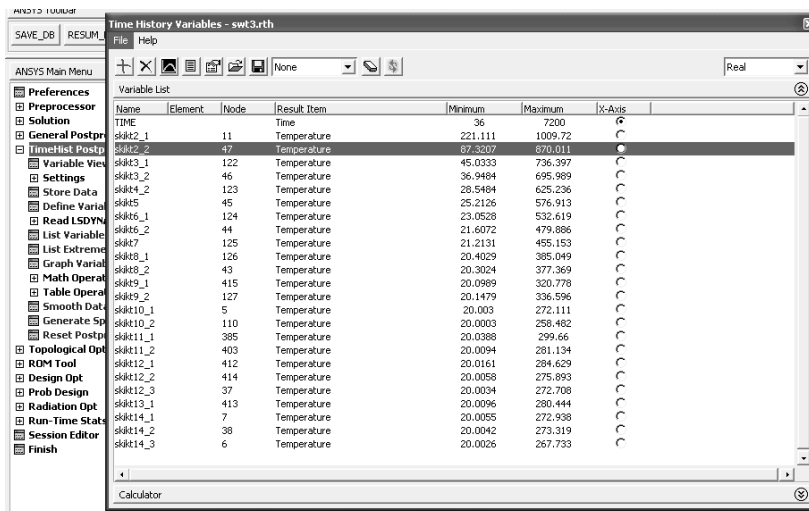
Ickelinjära materialegenskaper, vid temperaturökning, införs i enlighet med bilaga A.

3.5 Analysmetodik

Utdata som ska studeras är de temperaturfält som uppstår efter en given tid i tvärsnittet. Den slutliga bärighetsberäkningen för det aktuella typfallet utförs vid sidan om datorsimuleringarna, enligt plasticitetsteori, vilket kortfattat innebär att böjmomentet M , efter att gränslastmomentet M_s uppnåtts, förblir konstant under det att krökningen ökar³⁹.

Beräkningsgången framgår av följande punktlista.

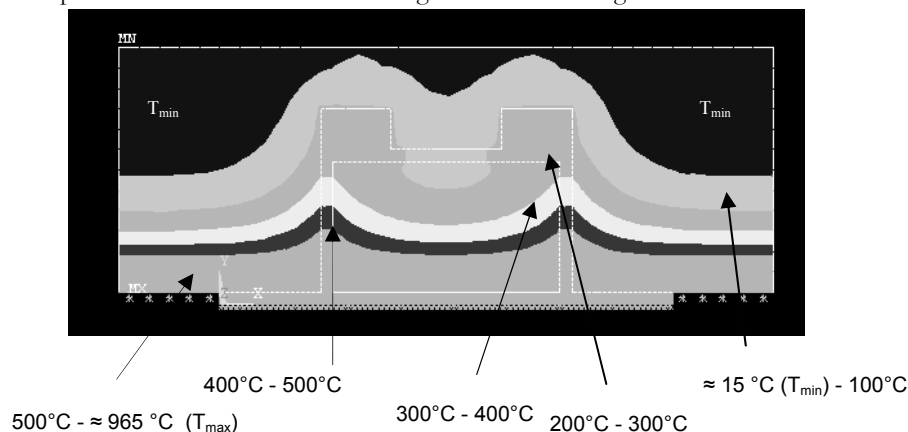
1. Brandsimulering utförs i ANSYS, för de olika varianterna som presenterats ovan. Tvärsnittet delas in i skikt. I detta typfall har tvärsnittet delats in i 14 skikt. Tjockleken och bredden på skikten varierar vilket framgår ur de resultattabeller som presenteras senare i rapporten. Temperaturen erhålls för enskilda nodpunkter. Eftersom temperaturen även varierar inbördes i varje skikt så beräknas en medeltemperatur för varje skikt, vid de respektive varaktigheter som angivits tidigare.



Name	Element	Node	Result Item	Minimum	Maximum	X-Axis
TIME			Time	36	7200	
skikt2_1	11		Temperature	221.111	1009.72	
skikt2_2	47		Temperature	87.3207	870.011	
skikt3_1	122		Temperature	45.0333	736.397	
skikt3_2	46		Temperature	36.9484	695.989	
skikt4_2	123		Temperature	28.5484	625.236	
skikt5	45		Temperature	25.2126	576.913	
skikt6_1	124		Temperature	23.0528	532.619	
skikt6_2	44		Temperature	21.6072	479.886	
skikt7	125		Temperature	21.2131	455.153	
skikt8_1	126		Temperature	20.4029	385.049	
skikt8_2	43		Temperature	20.3024	377.269	
skikt9_1	415		Temperature	20.0989	320.778	
skikt9_2	127		Temperature	20.1479	336.596	
skikt10_1	5		Temperature	20.003	272.111	
skikt10_2	110		Temperature	20.0003	258.482	
skikt11_1	305		Temperature	20.0308	299.66	
skikt11_2	403		Temperature	20.0094	281.134	
skikt12_1	412		Temperature	20.0161	284.629	
skikt12_2	414		Temperature	20.0058	275.893	
skikt12_3	37		Temperature	20.0034	272.708	
skikt13_1	413		Temperature	20.0096	280.444	
skikt14_1	7		Temperature	20.0055	272.538	
skikt14_2	38		Temperature	20.0042	273.319	
skikt14_3	6		Temperature	20.0026	267.733	

Fig. 3.11 Fönster över lista från ANSYS där temperatur-data från nodpunkter begärts fram.

Fig. 3.12 Resultat av brandsimulering av ett typfall med brandvaraktighet i 120 minuter. Temperaturisotermier är markerade enligt nedanstående angivna intervaller.



³⁹ Dep. of mechanics and materials; Structural Mechanics LTH; ref – [9]

2. Reducerad hållfasthet för stål respektive betong, för varje framtagen temperatur, bestäms. För stål har ekvation 2.10 använts. För betong har kurva 2 i figur 2.10 använts, dvs. bärrigheten antas vara opåverkad och fullt brukbar vid temperaturer mindre än 500°C och icke brukbar i bärande syfte vid temperaturer över 500°C. Isotermens exakta läge fås genom att beräkna fram ett medelvärde av dess läge på olika ställen i tvärsnittet.

3. För varje skikt beräknas en mothållande kraft, ur:

$$F_i = f_d \cdot \omega_i \cdot b_i \cdot t_i \quad [\text{N}] \quad (\text{ekv. 3.10})$$

$$F_i = \text{mothållande kraft för skikt } i \quad [\text{N}]$$

$$f_d = \text{dimensionerande hållfasthet för materialet} \quad [\text{Pa}]$$

$$\omega_i = \text{reduktionsfaktor som beror av temperaturen i skikt } i \quad [-]$$

$$b_i = \text{bredden av skikt } i \quad [\text{m}]$$

$$t_i = \text{tjockleken av skikt } i \quad [\text{m}]$$

4. Neutrallagret, dvs. läget för dragzonens respektive tryckzonens begränsning i tvärsnittet, beräknas fram. Efter att detta är genomfört kan vi bestämma den inre hävarmen för varje skikt, y_i , vilket är blir avståndet ifrån centrum av det aktuella skiktet till neutrallagret.

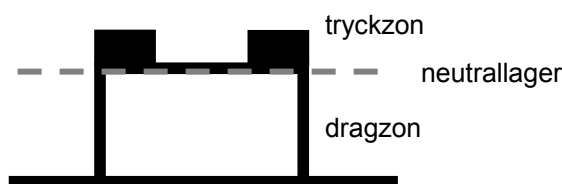


Fig. 3.13 Exempel på neutrallagrets läge i fältmitt

5. Brottmomentet, M_u , beräknas slutligen genom att böjmomentkapaciteten för varje skikt summeras enligt:

$$M_u = \sum_{i=1}^n F_i \cdot |y_i| \quad [\text{Nm}] \quad (\text{ekv. 3.11})$$

n = antal skikt

Alternativt kan man beteckna brottmomentet tillsammans med det plastiska böjmotståndet, Z . Fördelen med detta är att man kan föra in just den hållfasthet som är aktuell beroende på vilken stålqualität som nyttjas. Vi tecknar alltså böjmomentkapaciteten istället enligt:

$$M_u = f_d \cdot \sum_{i=1}^n Z_i \quad [\text{Nm}] \quad (\text{ekv. 3.12})$$

där

$$Z_i = b_i \cdot t_i \cdot |y_i| \cdot \omega_i$$

$$Z_i = \text{plastiskt böjmotstånd för skikt } i \quad [\text{m}^3]$$

f_d för stål beräknas enligt BKR 7 kap. 2.323, kap.2.115 och kap. 8.312:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \quad [\text{Pa}] \quad (\text{ekv. 3.13})$$

där

$$f_{yd} = \text{dimensionerande värde på stålets sträckhållfasthet} \quad [\text{Pa}]$$

$$f_{yk} = \text{karakteristiskt värde på sträckgräns} \quad [\text{Pa}]$$

$$\gamma_m = 1,0 \text{ både i brandfallet och i normalfallet} \quad [-]$$

$$\gamma_n(\text{normalfallet}) = 1,0, 1,1 \text{ eller } 1,2 \text{ för SK1, SK2 respektive SK3} \quad [-]$$

$$\gamma_n(\text{brandfallet}) = 1,0 \text{ oavsett säkerhetsklass} \quad [-]$$

f_d för betong beräknas enligt BKR 7 kap.2.115 och kap. 7.312:

$$f_{cc} = \frac{f_{cck}}{\eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} \quad [\text{Pa}] \quad (\text{ekv. 3.14})$$

där

$$f_{cc} = \text{dimensionerande värde på betongens tryckhållfasthet} \quad [\text{Pa}]$$

$$f_{cck} = \text{karakteristiskt värde på tryckhållfastheten} \quad [\text{Pa}]$$

$$\eta \gamma_m(\text{normalfallet}) = 1,5 \quad [-]$$

$$\eta \gamma_m(\text{brandfallet}) = 1,2 \quad [-]$$

$$\gamma_n(\text{normalfallet}) = 1,0, 1,1 \text{ eller } 1,2 \text{ för SK1, SK2 respektive SK3} \quad [-]$$

$$\gamma_n(\text{brandfallet}) = 1,0 \text{ oavsett säkerhetsklass} \quad [-]$$

f_d för armering beräknas enligt BKR 7 kap.2.115 och kap. 7.312:

$$f_{st} = \frac{f_{yk}}{\eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} \quad [\text{Pa}] \quad (\text{ekv. 3.15})$$

där

$$f_{st} = \text{dimensionerande värde på armeringens draghållfasthet} \quad [\text{Pa}]$$

$$f_{yk} = \text{karakteristiskt värde på armeringens draghållfasthet} \quad [\text{Pa}]$$

$$\eta \gamma_m(\text{normalfallet}) = 1,15 \quad [-]$$

$$\eta \gamma_m(\text{brandfallet}) = 1,0 \quad [-]$$

$$\gamma_n(\text{normalfallet}) = 1,0, 1,1 \text{ eller } 1,2 \text{ för SK1, SK2 respektive SK3} \quad [-]$$

$$\gamma_n(\text{brandfallet}) = 1,0 \text{ oavsett säkerhetsklass} \quad [-]$$

3.6 Resultat

3.6.1 Variant a - 30 minuter

Den längsgående armeringen, inuti lådtvårsnittet, är fastsvetsad på stålklotsar som i sin tur är fastsvetsade på insidan av underflänsen. Avståndet mellan dessa stålklotsar är uppskattningsvis 1 meter. Temperaturen i armeringsjärnen antas därför vara densamma som för den omkringliggande betongen. Lokalt i anslutning till stålklotsarna är temperaturen högre men denna inverkan försummas alltså i och med detta antagande.

Stålklotsens tjocklek:	15 mm
Armeringens dimension:	12 mm
Armeringens läge:	skikt 3, nod 1950
Antal järn:	2
A_s	$\text{Ø } 12 \cdot 2 = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
Armeringsbeteckning	B500B

För att få reda på var i tvärsnittet som neutrallagret ligger så antas mellan vilka skikt som gränsen mellan dragzon och tryckzon finns. Därefter kontrolleras om tryckkrafter och dragkrafter tar ut varandra i tvärsnittet. Om inte, justeras neutrallagrets läge. Flera iterationer har gjorts, men i rapporten redovisas endast det slutliga resultatet.

Temperaturen i samtliga skikt, vid brandvaraktighet på 30 minuter, för stålprofilen visas i figur 3.14 samt i tabell 3.1. För betongen och armeringen redovisas motsvarande värden i tabell 3.2 och 3.3. ω är beräknad enligt ekvation 2.10, alltså i enlighet med EC 3, 1995. För att hitta neutrallagret summeras produkten I som ska vara lika stor *ovanför* som *under* neutrallagret⁴⁰.

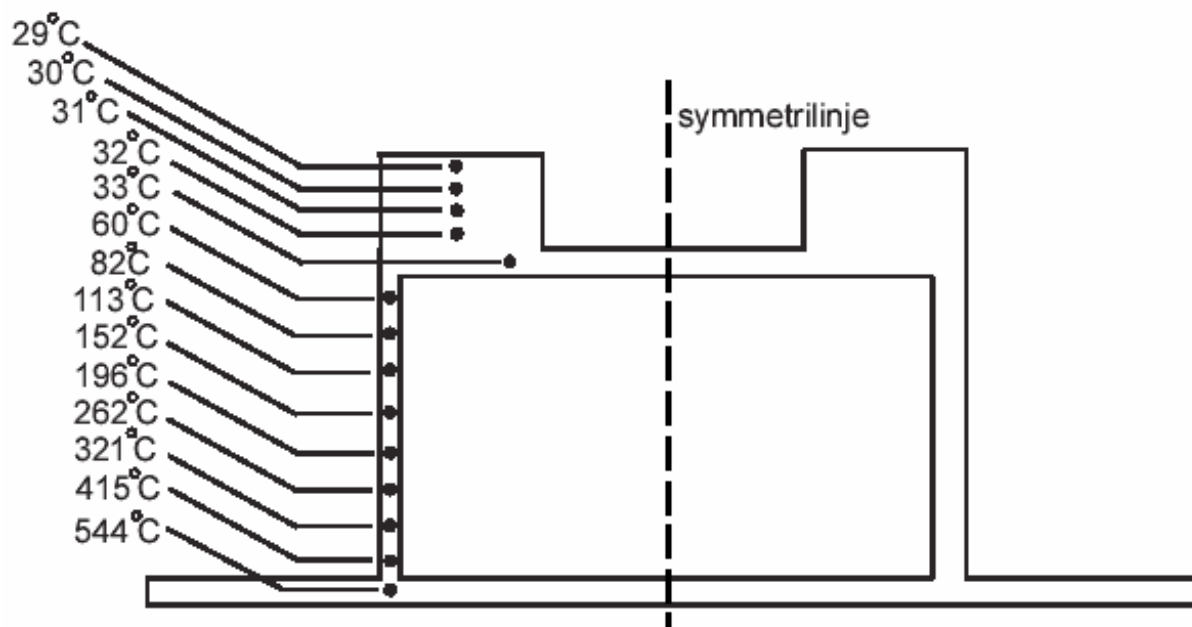


Fig. 3.14 Medeltemperaturdata för det skikt där punktangivelsen är gjord, avseende stålprofilen, efter brandvaraktighet på 30 minuter

⁴⁰ Hållfastheten f har förkortats bort från produkten F_s , ekvation 3.10 och kvar blir bara en reducerad area. Denna har döpts till I . Hållfastheten är inte viktig förrän i den allra sista uträkningen och därför har denna förenkling gjorts.

Stålet

Brandens varaktighet			30 minuter		
Skikt	t_i [m]	b_i [m]	T_i medel [°C]	ω	I_{30}
1	0,012	0,45	543	0,636	0,0034344
2	0,016	0,024	415	0,966	0,00035136
3	0,016	0,024	321	1	0,000384
4	0,016	0,024	262	1	0,000384
5	0,016	0,024	196	1	0,000384
6	0,016	0,024	152	1	0,000384
7	0,016	0,024	113	1	0,000384
8	0,016	0,024	82	1	0,000384
9	0,016	0,024	60	1	0,000384
10	0,012	0,25	33	1	0,003
11	0,01	0,14	32	1	0,0014
12	0,01	0,14	31	1	0,0014
13	0,01	0,14	30	1	0,0014
14	0,01	0,14	29	1	0,0014
Summa	0,192				

Tabell 3.1 Reduktion av stålets bärförmåga efter 30 minuter samt I för respektive skikt

Betong, K30, omskalas till stål S355 med ekvation 3.8 där f_{yd} och f_{cc} förs in efter beräkning enligt ekvation 3.13 respektive 3.14. Eftersom bredden på betongskikten är olika så görs två uträkningar. Första uträkningen avser skikt 2 till 9 och uträkningen därefter avser skikt 11 till 14.

$$f_{yd} = \frac{355}{1,0 \cdot 1,0} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = \frac{21,5}{1,2 \cdot 1,0} = 17,92 \text{ MPa}$$

$$b_{samv.2-9} = \left(\frac{0,8 \cdot 17,92}{355} \right) \cdot 0,226 = 0,0091 \text{ m}$$

$$b_{samv.11-14} = \left(\frac{0,8 \cdot 17,92}{355} \right) \cdot 0,11 = 0,0044 \text{ m}$$

Betong omskalad till stål enligt ovan visas nedan i tabell 3.2. Skikt 1 och 10 består enbart av stål, därför är de skikten inte med i listan. 500°C-isotermen, i betongen, har funnits 0,015 m från underkant av underfläns. Därför har t_2 endast 13 mm, se nedan.

Brandens varaktighet: 30 minuter						
Skikt	t_i [m]	b_{betong} [m]	$b_{\text{samv.}}$ [m]	T_i [°C]	ω	I_{30} [m ²]
2	0,013	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001183
3	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
4	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
5	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
6	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
7	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
8	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
9	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
11	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
12	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
13	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
14	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044

Tabell 3.2 Reduktion av betongens bärförmåga efter 30 minuter, samt dess omskalning till stål.

Armeringen, B500B, omskalas till stål S355 enligt ekvation 3.9, samtidigt som f_{st} fås ur ekvation 3.15, vilket ger:

$$A_{S,samv.} = \left(\frac{500}{355} \right) \cdot A_S = 1,41 \cdot A_S$$

Armeringen

Brandens varaktighet		30 minuter		
Skikt	A_s [m ²]	T [°C]	ω	I_{30}
3, nod 1950	1,41 · 0,000226195	259	1	0,00031858

Tabell 3.3 Reduktion av armeringens bärförmåga efter 30 minuter

Neutrallagret gissas till gränsen mellan skikt 9 och 10. Tabell 3.4 visar att detta var rätt antagande.

	$I_{30,1}$ [skikt 1-9] [m ²]	$I_{30,2}$ [skikt 10-14] [m ²]
Stålets bidrag	0,006493348	0,0086
Betongens bidrag	-	0,000176
Armeringens bidrag	0,00031893	-
Summa	0,006812278	0,008776
$(I_{30,1} + I_{30,2}) / 2$	0,007794139	

Tabell 3.4

Neutrallager finns någonstans, uppåt, i skikt 10 räknat från gränsen 9/10. Det exakta läget för neutrallagret fås genom interpolation.

$$0,007794139 - 0,006812278 = 9,81861 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

För att bestämma vilken tjocklek detta svarar mot dividerar vi detta tal med den totala bredden av skikt 10, dvs. 0,25 meter vilket ger:

$$0,25 \cdot t = 9,81861 \cdot 10^{-4} \rightarrow t = 3,93 \text{ mm}$$

Läge för neutrallager: $0,012 + 0,016 \cdot 8 + 0,00393 = \mathbf{0,1439}$ m från underkant av underfläns.

Slutligen kan momentkapaciteten beräknas. Hävarmen y_i är avståndet från centrum av skikt i till neutrallagret. Kolumnen Z_i beräknas enligt ekvation 3.12.

Skikt	y_i [m]	Z_i [m ³]
1	0,1379	0,000473604
2	0,1239	4,596E-05
3	0,1079	4,14336E-05
4	0,0919	3,52896E-05
5	0,0759	2,91456E-05
6	0,0599	2,30016E-05
7	0,0439	1,68576E-05
8	0,0279	1,07136E-05
9	0,0119	4,5696E-06
10	0,0021	6,3E-06
11	0,0131	0,00001834
12	0,0231	0,00003234
13	0,0331	0,00004634
14	0,0431	0,00006034
Summa		$Z_{\text{stål}} = \mathbf{0,000844235 \text{ m}^3}$

Tabell 3.5. Stålets bidrag till momentkapaciteten i fältmitt.

Betong omskalad till stål ger bidrag till momentkapaciteten enligt tabell 3.6. Z_i förklaras genom ekvation 3.12.

Skikt nr	y_i [m]	Z [m ³]
11	0,0131	5,764E-07
12	0,0231	1,0164E-06
13	0,0331	1,4564E-06
14	0,0431	1,8964E-06
Summa		$Z_{\text{betong}} = \mathbf{4,9456E-6 \text{ m}^3}$

Tabell 3.6 Betongens bidrag till momentkapaciteten i fältmitt

Armeringens bidrag till momentkapaciteten fås med hjälp av ekvation 3.16 där data från tabell 3.3 nyttjas. d är hävarmen från centrum av armeringsjärnen till neutrallagret.

$$Z_{\text{arm}} = I_{30} \cdot d = 0,00031893 \cdot (0,1439 - 0,033) = 3,5369 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 \quad (\text{ekv. 3.16})$$

Brottmomentet ges av ekvation 3.12. f_{yd} beräknas ur ekvation 3.13 till 355 MPa.

$$M_u(30 \text{ min}) = (0,000844235 + 0,0000049456 + 3,5369 \cdot 10^{-5}) \cdot 355 \cdot 10^6 = 314 \text{ kNm}$$

Resultaten kommer att presenteras i diagram där den relativa bärförmågans förändring i förhållande till brandens varaktighet studeras och analyseras. Vi måste därför göra likadana beräkningar för varaktigheterna 0,60, 90 och 120 minuter. Bärigheten vid 0 minuter är referensobjektet och vi kallar den uträkningen för ”kall” beräkning.

3.6.2 Variant a – 60, 90 och 120 minuter

Temperaturdata samt efterföljande beräkningar för tvärsnittet, vid varaktigheterna 60, 90 och 120 minuter, redovisas i bilaga E, G respektive F, på motsvarande sätt som gjorts för ”30 minuter”.

I tabell 3.7 redovisas endast slutresultatet av dessa beräkningar.

	Neutrallagrets avstånd från underflänsen [m]	Z _{stål} [m ³]	Z _{betong} [m ³]	Z _{arm} [m ³]	M _u [kNm]
Varaktighet i 60min.	0,1501	0,000425747	3,8544E-06	3,059E-05	163
Varaktighet i 90min.	0,152	0,000325105	3,52E-06	1,4764E-05	122
Varaktighet i 120 min.	0,1535	0,000279699	3,256E-06	8,33967E-06	103

Tabell 3.7 Summan av Z_{stål}, Z_{betong} samt Z_{arm}. för brandtiderna 60, 90 och 120 minuter. Även momentkapaciteten är redovisad.

3.6.3 Variant a - ”Kall” beräkning

Momentkapaciteten vid rumstemperatur dvs. den ”kalla” beräkningen utgör vårt referensobjekt i den här studien. Ingen reduktion av bärigheten i någon del av tvärsnittet görs. Neutrallager har gissats till gränsen efter skikt 9.

Betong, K30, omskalas till stål S355, med ekvation 3.8 där f_{yd} och f_{cc} förs in efter beräkning enligt ekvation 3.13 och 3.14. Armeringen omskalas till stål enligt ekvation 3.9 där f_{yd} och f_{st} förs in efter beräkning enligt ekvation 3.13 samt 3.15. SK2 gäller.

$$f_{yd} = \frac{355}{1,0 \cdot 1,1} = 323 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = \frac{21,5}{1,5 \cdot 1,1} = 13 \text{ MPa}$$

$$b_{samv.2-9} = \left(\frac{0,8 \cdot 13}{323} \right) \cdot 0,226 = 0,00728 \text{ m}$$

$$b_{samv.11-14} = \left(\frac{0,8 \cdot 13}{323} \right) \cdot 0,11 = 0,00354 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{500}{1,15 \cdot 1,1} = 395 \text{ MPa}$$

$$A_{S,samv.} = \left(\frac{395}{323} \right) \cdot A_S = 1,22 \cdot A_S$$

	I _{1,kall} [skikt 1-9] [m ²]	I _{2,kall} [skikt 10-14] [m ²]
Stålets bidrag	0,008472	0,0086
Betongens bidrag	-	0,0001416
Armeringens bidrag	0,000275958	-
Summa	0,008747958	0,0087416
(I _{1,kall} + I _{2,kall}) / 2	0,008744779	

Tabell 3.7

Neutrallagrets position beräknas till **0,1399** m från underkant av underfläns, vilket ger $Z_{\text{stål}}$ enligt tabell 3.8 och Z_{betong} enligt tabell 3.9.

Skikt nr	y_i [m]	Z_i [m ³]
1	0,1339	0,00072306
2	0,1199	4,60416E-5
3	0,1039	3,98976E-5
4	0,0879	3,37536E-5
5	0,0719	2,76096E-5
6	0,0559	2,14656E-5
7	0,0399	1,53216E-5
8	0,0239	9,1776E-6
9	0,0079	3,0336E-6
10	0,0061	1,83E-5
11	0,0171	0,00002394
12	0,0271	0,00003794
13	0,0371	0,00005194
14	0,0471	0,00006594
Summa		$Z_{\text{stål}}=0,001117421$

Tabell 3.8 Summering av stålets plastiska böjmotstånd, $Z_{\text{stål}}$ efter 0 minuter.

Skikt nr	y_i [m]	Z [m ³]
10		Ingen betong
11	0,0171	6,0534E-7
12	0,0271	9,5934E-7
13	0,0371	1,31334E-6
14	0,0471	1,66734E-6
Summa		$Z_{\text{betong}}=4,54536E-6$

Tabell 3.9 Summering av betongens plastiska böjmotstånd, Z_{betong} , efter 0 min.

$$Z_{\text{arm}} = I_0 \cdot d = 0,000275958 \cdot (0,1399 - 0,033) = 2,95 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

Brottmomentet, utan brandpåverkan, blir:

$$M_u(0 \text{ min}) = (0,001117421 + 4,54536 \cdot 10^{-6} + 2,95 \cdot 10^{-5}) \cdot 323 \cdot 10^6 = 372 \text{ kNm}$$

3.6.4 Variant a – Analys och utvärdering

Resultaten av bärlighetsberäkningarna visar att neutrallagrets läge inte förändras nämnvärt efter 30 minuters brandbelastning. Samtidigt visar resultaten en oväntat skarp nedgång av balkens bärlighet i förhållande till brandtiden. Figur 3.15 visar hur den studerade balkens bärlighet förändras i förhållande till "kall" balk vid olika tidsbetraktelser som branden påverkar konstruktionen.

Relativ bärlförmåga, i fältmitt, i förhållande till brandens varaktighet för studerad samverkansbalk av typfall 1.
Variant a. Töjning enligt EC 3, stål S355, betong K30, SK 2

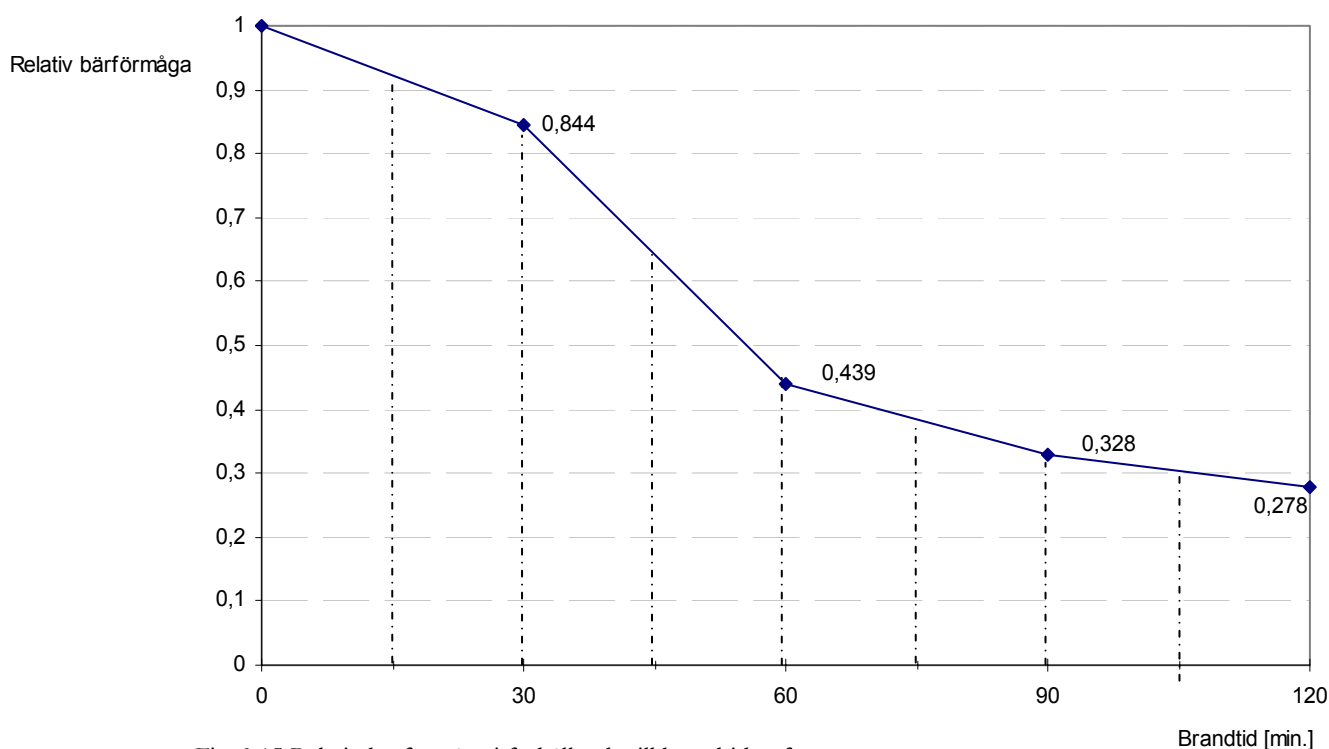


Fig. 3.15 Relativ bärlförmåga i förhållande till brandtiden för studerad samverkansbalk enligt variant a.

3.6.5 Variant b

Principen av beräkningsgången och samtliga använda data finns angivet i föregående avsnitt. Stål S355 samt SK 2 gäller, liksom som för variant a.

	Neutrallagrets läge, angivet som avstånd från underflänsen [m]	$Z_{\text{stål}}$ [m ³]	M_u [kNm]	Relativ bärlf.
"Kall" konstruktion	0,1403	0,00111737	361	1
Varaktighet i 30min.	0,1442	0,000843603	299	0,830
Varaktighet i 60min.	0,1503	0,000425919	151	0,419
Varaktighet i 90min.	0,1519	0,000325098	115	0,320
Varaktighet i 120 min.	0,1532	0,000279799	99,3	0,275

Tabell 3.10 Sammanställning av relativ bärlförmåga för variant b

3.6.6 Variant b – Analys och utvärdering

Den viktigaste iakttagelsen vid studier av resultaten för variant a och variant b är att brottmomentet för de respektive brandtiderna är i stort sett desamma. Med andra ord så framgår det av resultaten att betongens mekaniska bidrag till momentkapaciteten i fältmitt är försumbar. Detta konstaterande gäller såväl med som utan brandbelastning. Detta beror på att neutrallagret alltid hamnar på en nivå i tvärsnittet som gör att man inte kan tillgodoräkna sig betongen inuti lådtvärsnittet som bärande, eftersom större delen av betongen befinner sig i dragzonen, som bekant, inte kan utnyttjas för detta syfte.

Med bakgrund av detta konstaterande så kan fastställa att betongen i det studerade typfallet endast har betydelse för den *termiska* samverkans-effekten och inte den *mekaniska* samverkans-effekten.

3.7 Laster

3.7.1 Olyckslast

Den dimensionerande lasten vid brand behandlas som *olyckslast* enligt BKR 7. De variabla lasterna, t.ex. vindlast och nyttig last, reduceras med lastreduktionsfaktorn ψ . Endast de variabla laster där $\psi \geq 0,5$ ingår i summan. Att lasten som verkar på strukturen reduceras i brandfallet har sin grund i resonemanget att det är mycket osannolikt att variabla laster uppnår sitt maximala värde samtidigt som det brinner.

Lastkombination för brottgränstillstånd vid brand:

$$q_{d,brand} = 1,0 \cdot q_{egt} + 1,0 \cdot \psi \cdot q_{variabel} + 1,0 \cdot q_{termisk} \quad (\text{ekv. 3.16})$$

Den s.k. ”termiska lasten” $q_{termisk}$ anger att en brandpåverkan föreligger och är inte en last vilket man kan få intrycket av.

Exempel:

- Fritt upplagd hattbalk, med mått enligt figur 3.9.
- Spännvidd: 6 m
- Bredd på lastupptagande yta: 6 m
- Pågjutning: 30 mm.
- Kapacitet vid 20°C: $M_u=372$ kNm

Permanent laster

Egentyngd HDF	3,7kN/m ²
Egentyngd pågjutning	$0,03\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 = 0,72 \text{ kN/m}^2$
Egentyngd balk	2 kN/m
Installationer	0,4 kN/m ²

Tabell 3.11 Permanenta laster för givet exempel

Variabel last – Nyttig last

	Lastkombination	
	1 (Brott)	7 (Brand)
Lastgrupp		
Lokaltyp 1: Vistelselast (Bostäder mm)	$1,3 \cdot (0,5 + 1,5) = 2,6 \text{ kN/m}^2$	$0,5 + 1,5 \cdot 0,33 = 0,995 \text{ kN/m}^2$
Lokaltyp 2: Samlingslast (Kontor, skolor, restauranger mm)	$1,3 \cdot (1,0 + 1,5) = 3,25 \text{ kN/m}^2$	$1,0 + 1,5 \cdot 0,5 = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Lokaltyp 3: Trängsellast (Varuhus, konsertsalar mm)	$1,3 \cdot (0 + 4,0) = 5,2 \text{ kN/m}^2$	$0 + 4,0 \cdot 0,33 = 1,32 \text{ kN/m}^2$

Tabell 3.12 Variabel last för givet exempel i brottstadiet och i brandstadiet

Lastsammanräkning

Lokaltyp	Lastkombination	Dim. utbredd last q_d [kN/m]	$M_d = (q_d \cdot L^2) / 8$ [kNm]	Kontroll $M_d < M_u$	$M_{d,brand} / M_u$
1	Brott	$6 \cdot (3,7 + 0,72 + 0,4 + 2,6) + 2 = 46,5$	209,2	$209,2 < 372$ OK	
1	Brand	$6 \cdot (3,7 + 0,72 + 0,4 + 0,995) + 2 = 36,9$	166,1		0,45
2	Brott	$6 \cdot (3,7 + 0,72 + 0,4 + 3,25) + 2 = 50,4$	226,8	$226,8 < 372$ OK	
2	Brand	$6 \cdot (3,7 + 0,72 + 0,4 + 1,5) + 2 = 39,9$	179,6		0,48
3	Brott	$6 \cdot (3,7 + 0,72 + 0,4 + 5,2) + 2 = 62,1$	279,5	$279,5 < 372$ OK	
3	Brand	$6 \cdot (3,7 + 0,72 + 0,4 + 1,32) + 2 = 38,8$	174,6		0,47

Tabell 3.13 Lastsammanräkning, kontroll i brottstadiet samt förhållandet mellan momentet i brandstadiet och brottmomentet

Kvoten i den högra kolumnen i tabell 3.13 kallas för *utnyttjandegraden*, vilken följaktligen definieras som ”förhållandet mellan den statiska lasteffekten vid olyckslastkombination och bärförmågan i brottgränstillståndet”⁴¹.

⁴¹ Betonghandbok Material; Thelandersson, S; sid. 856; ref. – [19]

Nu är det möjligt att bestämma hur lång tid som har förflutit då 45 %, 48 % samt 47 % av balkens ursprungliga kapacitet är uppnådd, och därmed fås en indikation på hur brandbeständig produkten är uttryckt i den tid som balken kan motstå en standardbrand utan att kollapsa.

I det specifika lastfallet ovan är balken överdimensionerad, dvs. balken hade klarat ytterligare en lastökning utan att balkens dimensioner behöver ökas. Intressant kan vara att studera fallet då balken utnyttjas fullt ut i brottstadiet, dvs. $M_d \approx M_u$. Då blir den ovan beskrivna relationen istället 79,4 %, 79,1 % samt 62,5 %, vilket följaktligen är kvoten av olyckslastkombination och brottlastkombination.

Att kvoten blir så stor beror på att huvuddelen av lasten på ett betongbjälklag utgörs av egentyngd.

4 Slutsatser

4.1 Resultat

Fallstudien är så pass begränsad att en viss försiktighet bör tillämpas när slutsatser ska dras. Man kan emellertid få en tydlig indikation på hur verkligheten ser ut.

Samverkanskonstruktioner har en mycket hög bärlighet i förhållande till sin tvärsnittsarea om man jämför med mer traditionella konstruktionselement och av detta följer att konstruktören kan göra balken brandtåligare genom att överdimensionera den, utan att de yttre dimensionerna förändras radikalt. I den bemärkelsen innebär det att denna typ av konstruktionselement framstår som attraktiva och konkurrenskraftiga. Resultaten visar dock tydligt en kraftig sänkning av bärligheten vilket i det studerade typfallet innebär att balken inte klarar att motstå en standardbrand i 60 minuter om balken utnyttjas fullt ut i brottgränsstadiet. Detta innebär att om balken ska kunna uppfylla kraven för klass R60 så måste balken överdimensioneras eller brandskyddsisoleras med ytterligare åtgärder. Leverantören av den typen av balkar som studerats i rapporten skriver kort om brandtåligheten i sitt produktblad: ”Balken är typgodkänd för och klarar normalt i grundutförandet, upp till brandteknisk klass R90. Detta under förutsättning att balken är i- och omgjutet.” Leverantören garanterar således inte att balken *alltid* klarar klass R90, men med en statisk last som är långt under den maximalt tillåtna lasten, dvs. den dimensionerande lasten, så kan balken komma upp till klass R90.

Detta indikerar på att produkter, av den typ som studerats inom ramen för detta examensarbete, tveksamt kan sägas ha en god brandtålighet. Samtidigt har analysen visat att den mekaniska samverkans-effekten, i fältmitt, är försumbar. Med andra ord så bidrar inte betongen till någon nämnvärd andel av den totala bärförmågan i brandfallet. Tvärsnittet samverkar således enbart termiskt. Nedan visas en översiktstabell över resultaten.

	M_u [kNm]	
	Samverkande	Ej samv.
Varaktighet i 0 min.	372	361
Varaktighet i 30 min.	314 (0,844)	299 (0,83)
Varaktighet i 60min.	163 (0,439)	151 (0,419)
Varaktighet i 90min.	122 (0,328)	115 (0,320)
Varaktighet i 120 min.	103 (0,278)	99,3 (0,275)

Tabell 4.1 Sammanställning av resultat

4.2 Förslag till vidare studier

Vid starten av arbetet med föreliggande rapport var min egen kunskap inom ämnet ringa. Då avser jag både kunskapen om samverkanskonstruktioners verkningssätt och tillämpningsområden samt brandteknisk dimensionering. Kunskapen hos framtidens bygginriktade civilingenjör V bör absolut innefatta utbildning om såväl samverkanskonstruktioner och brandteknisk dimensionering. Förståelse och kunskap om dessa ämnen är av stor vikt bl.a. av säkerhetsmässiga skäl men även för att kunna utveckla ett rationellt stombyggande.

5 Referenser

5.1 Tryckt material

5.1.1 Böcker och kompendier

- [1] ANSYS Thermal Analysis Guide Release 5.4, 1997
- [2] ANSYS User's manual for revision 5.0
- [3] Anderberg, Y; Pettersson, O. "Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner, del 1, Byggnadsrådet, Stockholm 1991
- [4] Aulik, Andres "Betongfyllda stålpelares brandmotstånd" Stålbyggnadsinstitutet Rapport 52:1, 1971/72
- [5] Boverkets byggregler, BBR 10; Upplaga 4:1, 2002
- [6] Boverkets konstruktionsregler, BKR 7; Upplaga 1, 2003
- [7] Buchanan, Andrew H. "Structural Design for Fire Safety", University of Canterbury, New Zealand 2000
- [8] Claesson-Jonsson, Christina; "Användning av samverkanspelare"; Sveriges Byggindustrier (BI); Forskning och Utveckling, FoU-Väst, Rapport 0301; 2003
- [9] Department of Mechanics and Materials, Structural Mechanics; LTH; "Kompletteringsmaterial för byggnadsmekanik"; kapitel 2; Lund 2000.
- [10] ECCS (European Commission for Constructional Steelwork); "Calculation of the fire resistance of centrally-loaded composite steel-concrete columns exposed to the standard-fire" Technical Note No.55; Brussels, Belgium 1988
- [11] Ejvegård, Rolf; "Vetenskaplig metod"; Tredje upplagan; Studentlitteratur; Lund 2003;
- [12] EuroCode 2 Design of concrete structures; Part 1:2 General rules - Structural fire design, page 28, CEN, Brussels 2002
- [13] Jönsson, Gilbert; "Grundläggande fysik om gaser och vätskor"; Studentlitteratur; Lund 1998.
- [14] Mårtensson, Annika och Isaksson, Tord; "Tabell- och formelsamling"; Avdelningen för Konstruktionsteknik, LTH; tredje upplagan; Lund, 1999.
- [15] Oredsson, Jens; "Steel Columns under partial fire exposure – A theoretical study"; Avdelningen för Bärande Konstruktioner, LTH; Rapport TVBK-5074, Lund 1995.
- [16] Ranby, Anders; "Erforderligt brandskydd av stålpelare i fasad"; Stålbyggnadsinstitutet; Rapport 165:1, 1994.
- [17] Samuelsson, A, Wiberg, N; "Byggnadsmekanik – Strukturmekanik" kapitel 14; andra upplagan, Studentlitteratur 1995.
- [18] SBI; Publikation 130; "Stålbyggnad", kapitel 9 och 13; andra upplagan, 1992.
- [19] Svensk byggtjänst; "Betonghandbok Material", kapitel 25; Thelandersson, Sven; utgåva 2, 1994
- [20] "SWT-systemet" - produktkatalog från Scandinavian Weld Tech
- [21] Thelandersson, Sven; "Betongkonstruktioner vid höga temperaturer – en översikt; Division of structural mechanics and concrete construction, Lund Institute of Technology; Bulletin 43; Lund 1974
- [22] Thelandersson, Sven; "Konstruktionsberäkningar med dator"; kapitel 1; Studentlitteratur; Lund 1994.

- [23] Wickström, Ulf; "TASEF-2-A computer program for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire", Report No 79-2, Lund Institute of Technology, Dep. of Structural Mechanics.

5.1.2 Artiklar

- [24] Boström, Lars; "Små obelastade provkroppar olämpliga för att bedöma risk för spjälkning"; Brandposten nr 29, dec. 2003; sid. 32.
- [25] Kodur, V.K.R.; "Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns"; Journal of Constructional Steel Research 51 (1999) 21-36; Ottawa, Canada, 1998.

5.2 Otryckt material

5.2.1 Elektroniska källor

- [26] http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?dId=62; 2004-03-30
- [27] <http://www.glim.se>; 2003-10-14
- [28] <http://www.forssells-smide.se/>; 2003-12-15
- [29] <http://www.fsd.se/>; 2004-05-03

5.2.2 Muntliga källor

- [30] Persson, Bertil; docent; avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH; 2004-03-30

6 Bilagor

Bilaga A – Tabellerade materialegenskaper införda i ANSYS

Entalpi för betong

Temperatur [°C]	Entalpi [MJ/m ³]
0	0
100	180
120	300
300	750
500	1200
600	1450
700	1700
800	1925
900	2175
1000	2500

Tabell 6.1 Entalpi för betong

Konduktivitet för betong

Temperatur [°C]	Konduktivitet [W/m°C]
0	1,35
100	1,2375
200	1,125
300	1,0
400	0,9
500	0,8375
600	0,75
700	0,6875
800	0,6438
900	0,6
1000	0,5625

Tabell 6.2 Konduktivitet för betong

Densitet för betong

Temperatur [°C]	Densitet [kg/m ³]
20	2400
200	2340
500	2250
800	2160
1000	2160

Tabell 6.3 Densitetens variation med temperaturen för betong

Konduktivitet för stål

Temperatur [°C]	Konduktivitet [W/mK]
20	54
100	51,7
200	48,4
300	45,1
400	41,8
800	28,6
1000	28,6

Tabell 6.4 Konduktivitet för stål

Specifik värmekapacitet för stål

Temperatur [°C]	Specifik värmekapacitet [J/kgK]
20	439,8
100	487,6
600	759,9
700	1008
730	2291,2
800	803,3
900	650,4

Tabell 6.5 Specifik värmekapacitet för stål

Bilaga B – Värden från standardbrandkurvan införda i ANSYS

Temperatur [°C]	Tid [minuter]
349	2
663	10
774	20
837	30
881	40
915	50
930	55
943	60
966	70
986	80
1004	90
1020	100
1035	110
1048	120

Tabell 6.7 Punkter från
standardbrandkurva

Bilaga C - "Deltabalken"

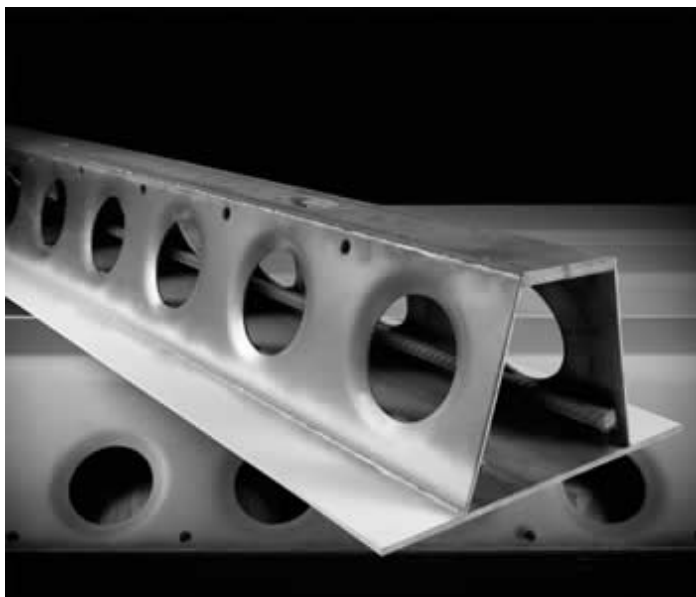


Fig 6.1 Deltabalken av Peikko. Hål för betongfyllnad finns både på sidorna och på toppen. Armeringsjärnen är fastsvetsade inuti lådtvårsnittets väggar

Bilaga D – Olika typer av samverkanspelare

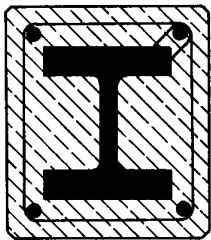


Fig. 6.2 Stålprofil innesluten i betong

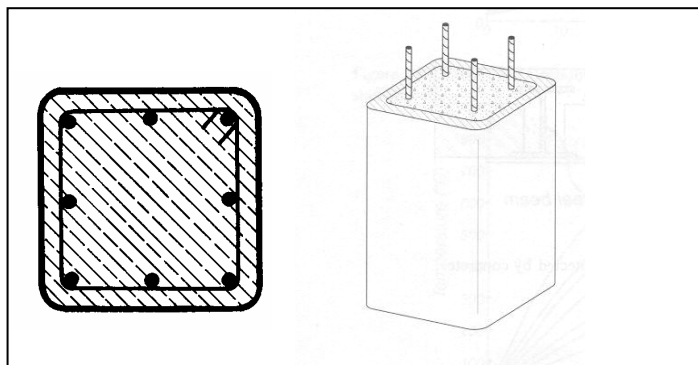


Fig. 6.3 Betong inkapslat i stålprofil

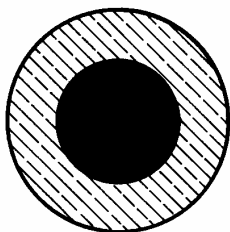


Fig. 6.4 Betong och stål inneslutet i stålprofil

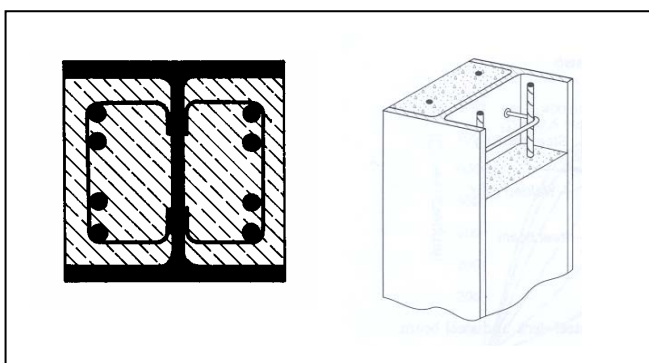


Fig. 6.5 Stålprofil med betong mellan flänsarna

Bilaga E – Temperaturdata och beräkningar: Variant a, 60 minuter

Temperaturdata för stål, armering samt betong ger följande resultat enligt tabellerna nedan:

Stålet		
Brandens varaktighet: 60 minuter		
Skikt	T _i medel [°C]	ω
1	780	0,139
2	629	0,377
3	514	0,741
4	440	0,934
5	352	0,999
6	288	1
7	230	1
8	181	1
9	145	1
10	101	1
11	100	1
12	98	1
13	96	1
14	95	1

Tabell 6.7 Reduktion av stålets bärförmåga efter 60 minuter

Tabell 6.8 Reduktion av armeringens bärförmåga efter 60 minuter

Armeringen			
Brandens varaktighet		60 minuter	
Skikt	A _s [m ²]	T [°C]	ω
3, nod 1950	1,41·0,000226195	490	0,819

Betong omskalad till stål enligt ovan visas nedan i tabell 6.9. 500°C-isotermen läge har beräknats fram till 0,0307 m från underkant av underfläns, dvs. skikt 3 är då endast 0,0133 m. tjockt.

Brandens varaktighet: 60 minuter						
Skikt	t _i [m]	b _{betong} [m]	b _{samv.} [m]	T _i [°C]	ω	I ₆₀ [m ²]
3	0,0133	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,00012103
4	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
5	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
6	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
7	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
8	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
9	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
11	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
12	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
13	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
14	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044

Tabell 6.9 Betongens omskalning till stål.

Neutrallagret gissas till gränsen mellan skikt 10 och 11. Tabell 6.10 visar att detta var rätt antagande.

	$I_{60,1}$ [skikt 1-10] [m ²]	$I_{60,2}$ [skikt 11-14] [m ²]
Stålets bidrag	0,006458184	0,0056
Betongens bidrag	-	0,000176
Armeringens bidrag	0,000261208	-
Summa	0,006719392	0,005776
$(I_{60,1} + I_{60,2}) / 2$	0,006247696	

Tabell 6.10 Summering av areorna I_{60} för att hitta neutrallagret vid 60 minuters brandpåverkan.

Neutrallager finns någonstans i skikt 10. Det exakta läget för neutrallagret fås genom:

$$0,006719392 - 0,006247696 = 4,71696 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

För att bestämma vilken tjocklek detta svarar mot dividerar vi detta tal med den totala bredden av skikt 10, dvs. 0,25 meter vilket ger:

$$0,25 \cdot t = 4,71696 \cdot 10^{-4} \rightarrow t = 1,89 \text{ mm}$$

Läge för neutrallager blir då **0,1501** m från underkant av underfläns, vilket ger $Z_{\text{stål}}$ enligt tabell 6.11 och Z_{betong} enligt tabell 6.12.

Skikt nr	y_i [m]	Z_i [m ³]
1	0,1441	0,000108161
2	0,1301	1,88343E-05
3	0,1141	3,24665E-05
4	0,0981	3,51842E-05
5	0,0821	3,14949E-05
6	0,0661	2,53824E-05
7	0,0501	1,92384E-05
8	0,0341	1,30944E-05
9	0,0181	6,9504E-06
10	0,0041	0,0000123
11	0,0069	0,00000966
12	0,0169	0,00002366
13	0,0269	0,00003766
14	0,0369	0,00005166
Summa		$Z_{\text{stål}}=0,000425747\text{m}^3$

Tabell 6.11 Summering av stålets plastiska böjmotstånd, $Z_{\text{stål}}$ efter 60 min.

Skikt nr	y_i [m]	Z [m ³]
11	0,0069	3,036E-7
12	0,0169	7,436E-7
13	0,0269	1,1836E-6
14	0,0369	1,6236E-6
Summa		$Z_{\text{betong}}=3,8544\text{E-6}$

Tabell 6.12 Summering av betongens plastiska böjmotstånd, Z_{betong} , efter 60 min.

$$Z_{\text{arm}} = I_{60} \cdot d = 0,000261208 \cdot (0,1501 - 0,033) = 3,059 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

Brottmomentet blir då:

$$M_u(60 \text{ min}) = (0,000425747 + 0,0000038544 + 3,059 \cdot 10^{-5}) \cdot 355 \cdot 10^6 = 163 \text{ kNm}$$

Bilaga F – Temperaturdata och beräkningar: Variant a, 90 minuter

Temperaturdata för stål, armering samt betong ger följande resultat enligt tabellerna nedan:

Stålet		
Brandens varaktighet: 90 minuter		
Skikt	T_i medel [°C]	ω
1	900	0,062
2	753	0,166
3	628	0,379
4	547	0,625
5	450	0,917
6	379	0,991
7	313	1
8	256	1
9	213	1
10	160	1
11	159	1
12	157	1
13	155	1
14	153	1

Tabell 6.13 Reduktion av stålets bärförmåga efter 90 minuter

Tabell 6.14 Reduktion av armeringens bärförmåga efter 90 minuter

Armeringen			
Brandens varaktighet		90 minuter	
Skikt	A_s [m ²]	T [°C]	ω
3, nod 1950	1,41·0,000226195	624	0,389

Betong omskalad till stål enligt ovan visas nedan i tabell 6.15. 500°C-isotermen läge har beräknats fram till 0,0433 m från underkant av underfläns, dvs. skikt 3 är då endast 0,0007 m. tjockt.

Brandens varaktighet: 90 minuter						
Skikt	t_i [m]	b_{betong} [m]	$b_{\text{samv.}}$ [m]	T_i [°C]	ω	I_{90} [m ²]
3	0,0007	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,00000637
4	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
5	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
6	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
7	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
8	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
9	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
11	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
12	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
13	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
14	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044

Tabell 6.15 Betongens omskalning till stål

Neutrallager antas ligga vid samma gräns som vid den föregående beräkningen, dvs. i gränsen mellan skikt 10 och 11. Tabell 6.16 visar att detta var rätt antagande.

	$I_{90,1}$ [skikt 1-10] [m ²]	$I_{90,2}$ [skikt 11-14] [m ²]
Stålets bidrag	0,0052628878	0,0056
Betongens bidrag	-	0,000176
Armeringens bidrag	0,00012407	-
Summa	0,005792818	0,005776
$(I_{90,1} + I_{90,2}) / 2$	0,005784409	

Tabell 6.16

Läge för neutrallager är precis i gränsen mellan skikt 10 och 11 dvs. **0,1520** m från underkant av underfläns, vilket ger $Z_{\text{stål}}$ enligt tabell 6.17 och Z_{betong} enligt tabell 6.18.

Skikt nr	y_i [m]	Z_i [m ³]
1	0,146	4,88808E-05
2	0,132	8,41421E-06
3	0,116	1,68822E-05
4	0,1	0,000024
5	0,084	2,95788E-05
6	0,068	2,5877E-05
7	0,052	0,000019968
8	0,036	0,000013824
9	0,02	7,68E-06
10	0,006	1,8E-05
11	0,005	7E-06
12	0,015	0,000021
13	0,025	0,000035
14	0,035	0,000049
Summa		$Z_{\text{stål}}=0,000325105\text{m}^3$

Tabell 6.17 Summering av stålets plastiska böjmotstånd, Z_{betong} , efter 90 min.

Skikt nr	y_i [m]	Z [m ³]
11	0,005	0,00000022
12	0,015	0,00000066
13	0,025	0,0000011
14	0,035	0,00000154
Summa		$Z_{\text{betong}}=3,52\text{E-}6$

Tabell 6.18 Summering av betongens plastiska böjmotstånd, Z_{betong} , efter 90 min.

$$Z_{\text{arm}} = I_{90} \cdot d = 0,00012407 \cdot (0,152 - 0,033) = 1,4764 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

Brottmomentet blir då:

$$M_u(90 \text{ min}) = (0,00032510 + 0,00000352 + 1,4764 \cdot 10^{-5}) \cdot 355 \cdot 10^6 = 122 \text{ kNm}$$

Bilaga G – Temperaturdata och beräkningar: Variant a, 120 min

De tidigare beräkningarna antyder att neutrallagret ligger omkring gränsen mellan skikt 10 och 11. Följande beräkning utgår från samma antagande. Temperaturdata efter brandpåverkan i 120 minuter redovisas i tabell 6.19, 6.20 samt 6.21.

Stålet		
Brandens varaktighet: 120 minuter		
Skikt	T_i medel [°C]	ω
1	965	0,04
2	830	0,099
3	704	0,23
4	622	0,394
5	522	0,713
6	449	0,919
7	380	0,99
8	320	1
9	275	1
10	220	1
11	219	1
12	216	1
13	213	1
14	211	1

Tabell 6.19 Reduktion av stålets bärförmåga efter 120 minuter.

Tabell 6.20 Reduktion av armeringens bärförmåga efter 120 minuter

Armeringen			
Brandens varaktighet		120 minuter	
Skikt	A_s [m ²]	T [°C]	ω
3, nod 1950	1,41-0,000226195	713	0,217

Betong omskalad till stål enligt ovan visas nedan i tabell 6.21. 500°C-isotermen läge har beräknats fram till 0,0553 m från underkant av underfläns, dvs. skikt 4 är då endast 0,0047 m. tjockt.

Brandens varaktighet: 120 minuter						
Skikt	t_i [m]	b_{betong} [m]	$b_{samv.}$ [m]	T_i [°C]	ω	I_{120} [m ²]
4	0,0047	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,00004227
5	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
6	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
7	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
8	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
9	0,016	0,226	0,0091	mindre än 500	1	0,0001456
11	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
12	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
13	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044
14	0,01	0,11	0,0044	mindre än 500	1	0,000044

Tabell 6.21 Betongens omskalning till stål

	$I_{120,1}$ [skikt 1-10] [m ²]	$I_{120,2}$ [skikt 11-14] [m ²]
Stålets bidrag	0,00526848	0,0056
Betongens bidrag	-	0,0000176
Armeringens bidrag	0,0000692089	-
Summa	0,005337689	0,005776
$(I_{120,1} + I_{120,2}) / 2$	0,005556844	

Tabell 6.22

Tabellen visar att neutrallagret ligger i skikt 11. Läget uträknas till **0,1535** m från underkant av underfläns. Detta ger $Z_{\text{stål}}$ enligt tabell 6.23 och Z_{betong} enligt tabell 6.24.

Skikt nr	y_i [m]	Z_i [m ³]
1	0,1475	0,00003186
2	0,1335	5,07514E-06
3	0,1175	1,03776E-05
4	0,1015	1,53565E-05
5	0,0855	2,34092E-05
6	0,0695	2,45263E-05
7	0,0535	2,03386E-05
8	0,0375	0,0000144
9	0,0215	0,000008256
10	0,0075	0,0000225
11	0,0035	0,0000049
12	0,0135	0,0000189
13	0,0235	0,0000329
14	0,0335	0,0000469
Summa		$Z_{\text{stål}}=0,000279699$

Tabell 6.23 Summering av stålets plastiska böjmotstånd, $Z_{\text{stål}}$, efter 120 minuter

Skikt nr	y_i [m]	Z [m ³]
11	0,0035	1,54E-7
12	0,0135	5,94E-7
13	0,0235	1,1034E-6
14	0,0335	1,474E-6
Summa		$Z_{\text{betong}}=3,256E-6$

Tabell 6.24 Summering av betongens plastiska böjmotstånd, Z_{betong} , efter 120 min.

$$Z_{\text{arm}} = I_{120} \cdot d = 0,0000692089 \cdot (0,1535 - 0,033) = 8,33967 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Brottmomentet blir:

$$M_u(120 \text{ min}) = (0,000279699 + 0,000003256 + 8,33967 \cdot 10^{-6}) \cdot 355 \cdot 10^6 = 103 \text{ kNm}$$