

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk



Cezanne Liljenberg

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2008

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

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Fireresistance of composite steel and concrete beam

Cezanne Liljenberg

2008

Abstract

Composite steel and concrete structures can resist a fire, mostly because of the thermal properties of the concrete. This report examines a composite beam, HPC-beam, when the beam is exposed to standardized fire. The beam is designed after Eurocode and the Swedish national document. The material parameters are taken from the same sources. These material parameters are used as input data for application strength calculations and temperature fields. The capacity is then determined after 30, 60, 90 and 120 minutes of fire with results in form of relative load bearing capacity. The relative capacity is then compared with the degree of utilization from the load in the fire situation.

Rapport TVBK-5154

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-08/5154+72p

Examensarbete

Handledare: Sven Thelandersson och Oskar Larsson

Januari 2008

Sammanfattning

Samverkanskonstruktioner av stål och betong kan motstå brand på grund av betongens gynnsamma termiska egenskaper. I denna rapport undersöks en samverkansbalk, HPC-balken, då den utsätts för en standardiserad brand. Balken dimensioneras efter Eurocode och de svenska nationella anpassningsdokumenten. Härifrån hämtas även materialparametrarna. Utifrån dessa materialparametrar har temperaturfält beräknats som sedan är underlag för hållfasthetsberäkningar. Kapaciteten beräknas efter 30, 60, 90 och 120 minuters brandpåverkan med resultat i form av relativ bärförmåga. Denna relativa bärförmåga kan sedan jämföras med lastens utnyttjandegrad i brandfallet.

Förord

Examensarbetet har genomförts vid avdelningen för konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola under hösten 2007. Projektidén har initierats av Svecon AB i Stockholm, Nils-Gustav Svensson, och utarbetats i samarbete mellan Svecon AB och avdelningen för Konstruktionsteknik.

Först vill jag tacka Nils-Gustav Svensson vid Svecon AB och mina handledare prof. Sven Thelandersson (examinator) och Oskar Larsson vid avdelningen för konstruktionsteknik, för all hjälp och stöd under examensarbetets gång.

Jag vill även tacka Robert Jansson vid SP, Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, i Borås för allt material.

Slutligen vill jag rikta ett stort tack till byggprojekteringsavdelningen vid Tyréns i Kristianstad som lånat ut material, svarat på frågor och agerat bollplank.

Lund, januari 2008

Cezanne Liljenberg

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Problemformulering	2
1.3 Syfte	2
1.4 Metod	2
1.5 Avgränsningar	3
1.6 Disposition	3
2 Brandteknisk dimensionering.....	4
2.1 Dimensioneringsmetoder	4
2.2 Brandprojektering	4
2.3 Standardbrandkurva	6
3 Termiska egenskaper och temperaturbetingade fenomen	8
3.1 Termiska egenskaper.....	8
3.1.1 Specifik värmekapacitet	8
3.1.2 Värmeledning	11
3.1.3 Densitet	13
3.2 Värmeledning.....	14
3.2.1 Konvektion.....	14
3.2.2 Strålning	15
4 Mekaniska egenskaper vid höga temperaturer	16
4.1 Reduktion av bärförmåga hos betong	16
4.2 Reduktion av bärförmåga hos stål.....	20
4.3 Termiska effekter på konstruktioner	21
4.3.1 Termisk expansion	21

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

4.3.2	Temperaturrelser	22
4.3.3	Brandspjälkning	22
4.4	Samverkanskonstruktioner	23
4.4.1	HPC-balken	24
5	Modellering och simulering	26
5.1	Metod	26
5.1.1	Brigade	26
5.1.2	Beräkningsmodeller	26
5.1.3	Indata	27
5.1.4	Analysmetodik	27
5.2	Resultat	31
5.2.1	Modell 1 och 2 - 60 min	31
5.3	Laster	39
6	Slutsatser	44
7	Referenser	47
8	Bilagor	49
	Bilaga A – Indata i Brigade	49
	Bilaga B – Reduktionstal och reducerad hållfasthet	54
	Bilaga C – Temperaturfält	56
	Bilaga D – Relativ bärförmåga	60
	Bilaga E – Moment för bjälklagen	63

Figurförteckning

Figur 1. Standardbrandkurva.....	7
Figur 2. Specifik värmekapacitet för betong.....	9
Figur 3. Specifik värmekapacitet för stål.	10
Figur 4. Värmekonduktivitet för betong.	12
Figur 5. Värmekonduktivitet för stål.....	13
Figur 6. Hållfasthet för betong.....	16
Figur 7. Temperaturfält för bjälklag.....	18
Figur 8. Samband mellan hållfastheten och temperaturen.....	18
Figur 9. Arbetskurvor för betong.....	19
Figur 10. Arbetskurvor för stål vid olika temperaturer.	20
Figur 11. HPC-balk upplagd på HPC-pelare.	25
Figur 12. Modellerna som analyserats i Brigade.	27
Figur 13. Tryck- och dragkrafter för balken.	29
Figur 14. Temperaturfält för modell 1 efter 60 minuters brand.....	31
Figur 15. Temperaturfält för modell 2 efter 60 minuters brand.....	32
Figur 16. Relativ bärförmåga som funktion av brandtiden för modell 1	37
Figur 17. Relativ bärförmåga som funktion av brandtiden för modell 2	38
Figur 18. Relativ bärförmåga med karakteristiska värden för modell 2	38

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Samverkanskonstruktioner har ungefär följt utvecklingen av armerad betong och armerade murverk. Runt sekelskiftet uppfördes brandsäkra bjälklag genom att stålbalkar gjöts ihop med en betongplatta. Dessa bjälklag är bland de första samverkanskonstruktioner som gjorts. Detta sätt att bygga, stål ingjutet i betong, är vanligt idag och ger ett integrerat brandskydd för konstruktionen. Forskningen om samverkanskonstruktioner var intensiv under 1950- och 1960-talet vilket resulterade i att samverkanskonstruktioner började användas i brokonstruktioner under 1950-talet och som stomkonstruktioner under 1960-talet. Forskning om branddimensionering har endast bedrivits under de senaste 30-40 åren men på denna tid har branddimensioneringen förbättrats väsentligt. Denna forskning har inneburit att antalet dyra brandtester har minskat samtidigt som branddimensioneringen har blivit säkrare.¹⁰

Eurocode står för sameuropeiska standarder som varit under utveckling sedan slutet av 1970-talet då arbetet började med stål- och betongkonstruktioner. Betongdelen, EC2, var den första kompletta versionen av standarderna och kom ut 1984. Därefter kom försöksstandarder, ENV, under 90-talet med frivillig tillämpning, och det enda svenska projekt som dimensionerats, i stor utsträckning, efter dessa är Öresundsbron. Varför Eurocode valdes som norm till detta projekt berodde på att konsulterna kom från olika länder och alla inblandade ville ha sitt lands normer vilket resulterade i en kompromiss, Eurocode. Efter försöksstandarderna kom de definitiva standarderna EN, där idag alla delarna är färdiga, och dessa standarder kommer att bli obligatoriska för alla medlemsländer i CEN (europeiska standardiseringsorganet), däribland Sverige. Övergången till Eurocode kommer att ske successivt och inte förrän i början av nästa årtionde beräknas Eurocode ha ersatt nationella standarder och normer, ca 30 år efter starten.⁹

Brandtekniska egenskaper hos samverkansbalk

En stor del av rapportens branddimensionering enligt Eurocode har sin grund i just den internationella processen som beskrivs ovan.

1.2 Problemformulering

Idag är det vanligt med samverkanskonstruktioner av betong och stål, en konstruktion som samverkar både termiskt och mekaniskt. Fördelarna med samverkanskonstruktioner är flera och används därför av många konstruktörer. Samverkansbalkar skall som alla andra balkar dimensioneras efter de laster som kan tänkas uppstå och detta inkluderar även brandlast.

Alla länder har standarder och normer att dimensionera konstruktioner efter, vilket kan göra projekteringen svårare i internationella projekt. Med Eurocode som standard använder konstruktörer samma dimensioneringsprinciper vilket kan leda till ett ökat samarbete med andra länder inom byggsektorn. Med gemensamma dimensioneringsprinciper kan även export och import av konstruktionsdelar underlättas. Det som skiljer dimensioneringen med Eurocode mellan de olika länderna är de nationella anpassningsdokumenten, NAD, som har utarbetats pga. klimatskillnader, krav på säkerhetsnivå mm.

1.3 Syfte

Syftet med examensjobbet är att kontrollera hur en samverkansbalk, HPC-balken, klarar sig, både termiskt och mekaniskt, under brandpåverkan. Studien baseras på Eurocode så att en framtida export av balken är möjlig. Balken dimensioneras efter Eurocode samt de svenska nationella anpassningsdokumenten.

1.4 Metod

Rapporten baseras på en litteraturstudie och brandsimuleringar för att få fram temperaturfält som sedan är underlag till hållfasthetsberäkningar. Modellering och framtagning av temperaturfält av balkens tvärsnitt har gjorts med programmet Brigade. Indata för brandbelastningen har varit standardbrandkurvan ISO 834 och som indata för materialens egenskaper har

materialvärden som ges i Eurocode använts för respektive material. Därefter har momentkapaciteten för balken beräknats numeriskt och en relativ bärförmåga har tagits fram.

1.5 Avgränsningar

Datorsimuleringarna har avgränsats så att endast två olika tvärsnittstyper har använts. Dessa två modeller kan anses väl representera balkens praktiska användning. Konstruktionen har i dessa simuleringar endast utsatts för brand underifrån och brandisolering har inte använts i simuleringarna. Anslutningar mellan pelare och balk har inte kontrollerats med avseende på brand.

Endast konstruktionens bärande funktion har undersökts, varken integritet eller isoleringsförmåga har granskats.

De mekaniska aspekterna som uppkommer pga. brand, spänningar pga. ballastens expansion eller temperatur, tvångskrafter och ångtrycksökning behandlas inte i denna rapport.

Resthållfasthet efter avsvälning har mest ekonomiska aspekter och tas inte upp vidare, inte heller undersöks nedböjning till följd av brand.

1.6 Disposition

Till en början finns en introduktion om branddimensionering i allmänhet och en beskrivning av generella krav för olika byggnader. Denna åtföljs sedan av materialens termiska egenskaper för värmetransport och värmeledning samt materialens mekaniska egenskaper. I nästa kapitel tas bärförmåga upp och hur denna påverkas av brand.

Med dessa förutsättningar givna redovisas därefter en beräkningsdel med tillhörande resultat och analys.

2 Brandteknisk dimensionering

2.1 Dimensioneringsmetoder

Brandteknisk dimensionering utförs ofta analytiskt eller med förenklad dimensionering, men kan också utföras som en kombination av de bägge metoderna. Vilken metod som används beror främst på byggnadens utformning, var den är lokaliserad och vilken dess tänkta verksamhet är. En modell av ett naturligt brandförlopp kan också användas vid dimensionering men denna metod är inte lika vanlig.¹⁶

Analytisk dimensionering görs genom provning, beräkning, objektsspecifika försök eller en kombination av dessa och används ofta för byggnader där brand medför en stor risk för personskador t ex större komplexa byggnader och byggnader där många personer vistas. Vid förenklad dimensioneringen jämförs byggnadsdelens brandmotstånd (ofta förtecknade i produktkataloger) med tidsangivelsen för den brandtekniska klassen. Den förenklade dimensioneringen används oftast för vanliga byggnader där kunskap om material och erfarenhet står för valet av brandskydd.¹⁶

2.2 Brandprojektering

Vid brandprojektering bedöms många olika faktorer och aspekter som kan orsaka eller påverka, både positivt och negativt, brandförloppet t ex sannolikheten för uppkomst av brand, olika tänkbara spridningsvägar för branden, vilka skyddsåtgärder som skall användas och sannolikheten att dessa fungerar är några faktorer/aspekter som påverkar brandprojekteringen. Även faktorer som utrymningsvägar, våningsantal, byggnadsarea samt antalet personer som uppehåller sig i byggnaden och hur mobila dessa personer är påverkar branddimensioneringen i hög grad.

Byggnader hänförs sedan, utifrån dessa faktorer och aspekter, till olika brandtekniska byggnadsklasser som då beror på de grundläggande brandskyddskraven, utrymningsmöjligheter, risk för personskador mm:

Br1 – Högst krav, brand medför stor risk för personskador, ofta flervåningshus.

Br2 – Måttlig risk för personskador, ofta tvåvåningshus.

Br3 – Byggnader som inte kräver klass Br1 och Br2, ofta envåningshus och småhus.¹⁶

För byggnadsdelarna sker sedan en indelning i klasser beroende på vilken funktion de ska fylla, R- bärförmåga, E- integritet, I- isolering. Dessa klasser kan kombineras med varandra och/eller med tilläggsbeteckningar exempelvis M- hänsyn till mekanisk påverkan, C- dörrar med automatisk stängning. Klassbeteckningen åtföljs alltid av ett tidskrav i minuter, 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 eller 360 min.¹⁶

Tabell 1 och 2 nedan visar de brandtekniska klasserna för en byggnad i klass Br1, Br2 eller Br3. Våningsantal och brandbelastningen är det som påverkar klassificeringen mest.¹⁶

Byggnadsdel	Brandteknisk klass vid brandbelastning f (MJ/m ²)		
	$f \leq 200$	$f < 400$	$f > 400$
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 trappplan i trapphus	R 30	R 30	R 30

Tabell 1. Brandteknisk klass för byggnader i klass Br1.

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

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 bostadslägenheter 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. Brandteknisk klass för byggnader i klass Br2 och Br3. ¹Vid högre brandbelastning än 200 MJ/m² skall tabell 1 tillämpas.

2.3 Standardbrandkurva

Vid dimensionering genom provning och beräkning används ofta en standardbrandkurva, ISO 834. Detta är samma kurva som de klassificerade produkterna i den förenklade dimensioneringen baseras på. Resultatet av beräkning eller provning med standardbrandkurvan ska endast ses som ett mått på brandmotståndet då en verklig brand kan avvika avsevärt från standardbrandkurvan eftersom olika brandbelastningar, öppningsfaktorer, brandskyddsåtgärder mm varierar från brand till brand.¹³

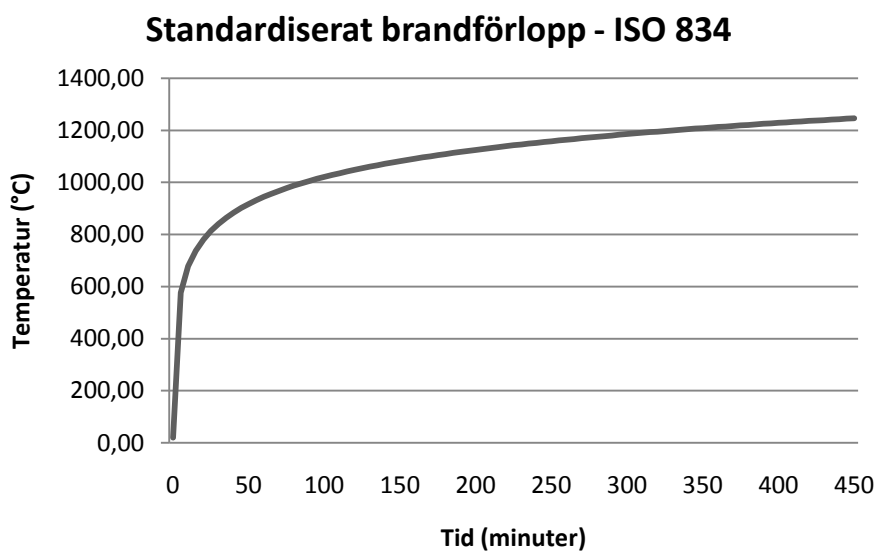
Standardbrandkurvas temperatur-tidförlopp kan skrivas:

$$T_g = T_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (^\circ\text{C})$$

T_g = gastemperatur vid tiden t , °C

T_0 = gastemperatur vid $t = 0$ (normalt 20°C), °C

t = tiden efter upphettningens start, min



Figur 1. Standardbrandkurva

3 Termiska egenskaper och temperaturbetingade fenomen

3.1 Termiska egenskaper

Temperatureffekten vid brand beror på materialens specifika värmekapacitet c_p (J/kg°C), värmekonduktivitet (värmeledningsförmåga) λ (W/m°C) och densitet ρ (kg/m³).

3.1.1 Specifik värmekapacitet

Specifik värmekapacitet definieras som den värmemängd (J) som behövs för att värma 1 kg av materialet 1°C. För betong beror den specifika värmekapaciteten mest på cementpastans egenskaper då värmekapaciteten mellan bergarter inte varierar så mycket. Cementpastans specifika värmekapacitet beror på vattencementtal, fukttinnehåll och temperatur.¹⁵ För högpresterande betong skiljer sig den specifika värmekapaciteten inte mycket från vanlig betong.⁶

För torr betong gäller följande specifika värmekapacitet;⁶

$$c_p(\theta_c) = 900 \quad (J/kg K) \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta_c) = 900 + (\theta_c - 100) \quad (J/kg K) \quad 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta_c) = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \quad (J/kg K) \quad 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta_c) = 1100 \quad (J/kg K) \quad 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

$\theta_c = \text{betongtemperatur, } ^\circ\text{C}$

3 Termiska egenskaper och temperaturbetingade fenomen

Approximativt kan $c_p(\theta_c)$ som funktion av temperaturen skrivas:

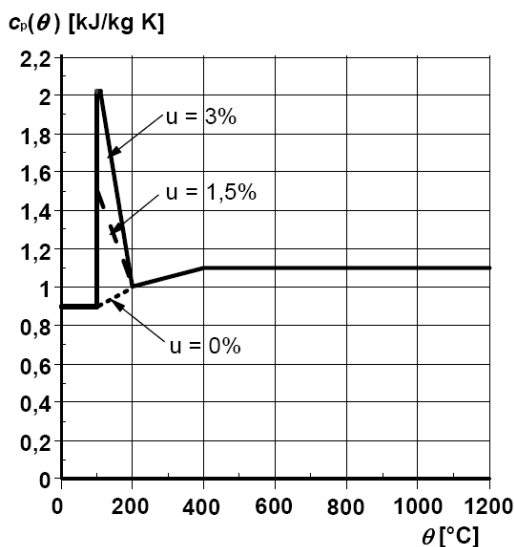
$$c_p(\theta_c) = 890 + 56,2(\theta_c/100) - 3,4(\theta_c/100)^2 \quad (\text{J/kg K})$$

Då betongen inte är torr ändras ekvationen när temperaturen är mellan 100°C och 200°C och ett toppvärde, se nedan, nås vid 115°C. (Vid avvikande fukttinnehåll från dessa värden accepteras interpolation.)⁶

$$c_{p,peak} = 900 \text{ J/kg K} \quad 0 \% \text{ fukttinnehåll av betongvikten}$$

$$c_{p,peak} = 1470 \text{ J/kg K} \quad 1,5 \% \text{ fukttinnehåll av betongvikten}$$

$$c_{p,peak} = 2020 \text{ J/kg K} \quad 3,0 \% \text{ fukttinnehåll av betongvikten}$$



Figur 2. Specifik värmekapacitet för betong, med fukttinnehåll $u = 0, 1,5$ och $3,0$ %.

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

För stål är den specifika värmekapaciteten inte så hög som för betong, den ligger ganska konstant på ca 500-600 J/kg K förutom en topp vid ca 735°C då den stiger till ca 5000 J/kg K, se figur 3 nedan;⁷

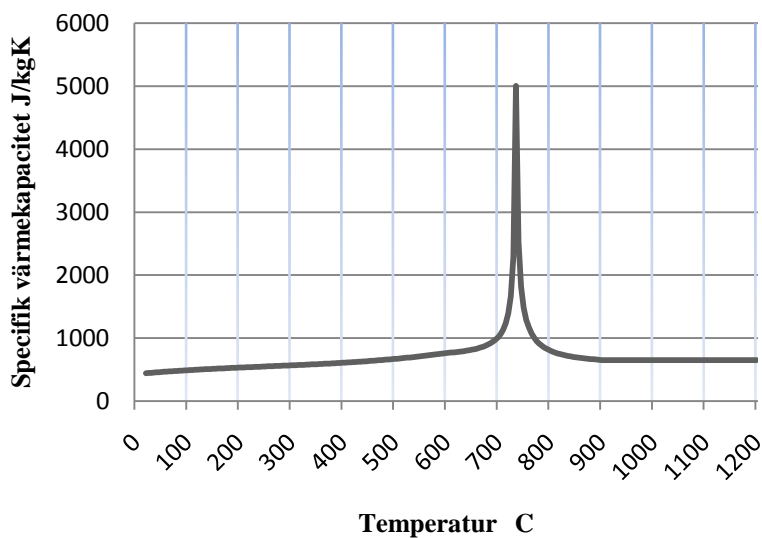
$$c_a(\theta_a) = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3 \quad (\text{J/kg K})$$
$$20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$$

$$c_a(\theta_a) = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (\text{J/kg K}) \quad 600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C}$$

$$c_a(\theta_a) = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (\text{J/kg K}) \quad 735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C}$$

$$c_a(\theta_a) = 650 \quad (\text{J/kg K}) \quad 900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

$\theta_a = \text{ståltemperatur, } ^\circ\text{C}$



Figur 3. Specifik värmekapacitet för stål.

3.1.2 Värmekonduktivitet

Värmekonduktivitet anger materialets värmeledande egenskaper eller värmeisolering. För betong beror konduktiviteten mest på densiteten, cementpastans och ballastens konduktivitet samt betongens fuktinnehåll. Ballastmaterial har väldigt varierande konduktivitet, basalt har låg konduktivitet, kvarts har hög konduktivitet medan dolomit och kalksten ligger mellan dessa två. Konduktiviteten minskar med ökande temperatur och vid ca 800 °C har konduktiviteten minskat till hälften av värdet vid 20 °C.¹⁵ I Eurocode 2-1-2 anges värmekonduktiviteten för betong med en övre och undre gräns, där den övre kurvan rekommenderas för samverkanskonstruktioner, varför den övre kurvan har valts som indata i temperaturberäkningarna i denna rapport. För högpresterande betong ligger värmekonduktiviteten mellan dessa två kurvor men troligtvis närmare den övre av kurvorna.²⁰

Betongens värmekonduktivitet beskrivs av följande samband:⁶

Övre gräns:

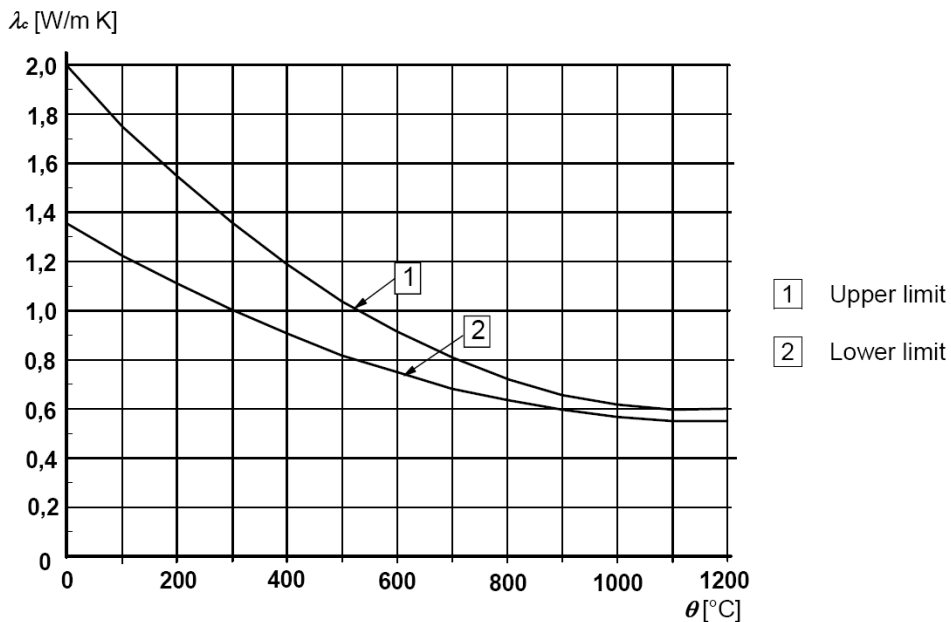
$$\lambda_c(\theta_c) = 2 - 0,2451 (\theta_c/100) + 0,0107 (\theta_c/100)^2 \quad (W/m K) \\ 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$$

Undre gräns:

$$\lambda_c(\theta_c) = 1,36 - 0,136 (\theta_c/100) + 0,0057 (\theta_c/100)^2 \quad (W/m K) \\ 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$$

$\theta_c = \text{betongtemperatur, °C}$

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk



Figur 4. Värmeledningsförmåga för betong.

För stål minskar konduktiviteten till dess att temperaturen når 800°C och är därefter konstant.

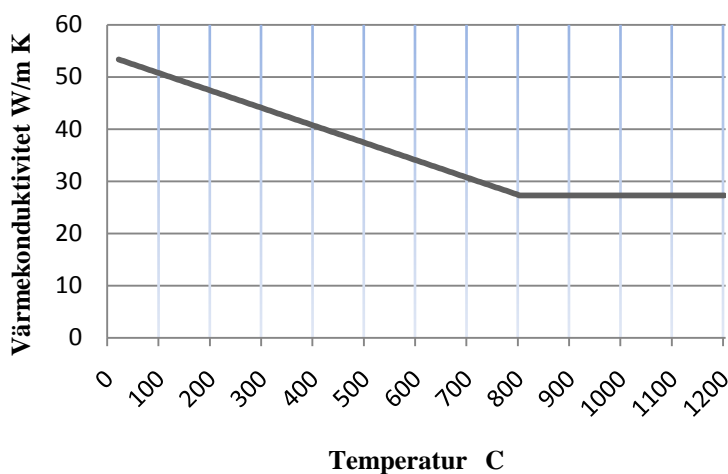
Värmeledningsförmåga för stål:⁷

$$\lambda_a(\theta_a) = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad (W/m K) \quad 20 \text{ °C} \leq \theta_a < 800 \text{ °C}$$

$$\lambda_a(\theta_a) = 27,3 \quad (W/m K) \quad 800 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ °C}$$

$\theta_a = \text{ståltemperatur, °C}$

3 Termiska egenskaper och temperaturbetingade fenomen



Figur 5. Värmekonduktivitet för stål

3.1.3 Densitet

Densiteten för betong ändras med stigande temperatur eftersom betong innehåller vatten som förångas, stål däremot har en konstant densitet, $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.⁷

Betongens densitet vid 20°C ligger på ca 2350 kg/m^3 och ändras sedan med temperaturen enligt:⁸

$$\rho(\theta_c) = \rho(20^\circ\text{C}) \quad (\text{kg/m}^3) \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 115^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta_c) = \rho(20^\circ\text{C}) \left(1 - \frac{0,02(\theta_c - 115)}{85} \right) \quad (\text{kg/m}^3) \\ 115^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta_c) = \rho(20^\circ\text{C}) \left(0,98 - \frac{0,03(\theta_c - 200)}{200} \right) \quad (\text{kg/m}^3) \\ 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$$

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

$$\rho(\theta_c) = \rho(20^\circ\text{C}) \left(0,95 - \frac{0,07(\theta_c - 400)}{800} \right) \quad (\text{kg/m}^3)$$
$$400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

Densiteten för betong kan även approximativt skrivas:

$$\rho(\theta_c) = 2354 - 23,47(\theta_c/100) \quad (\text{kg/m}^3)$$

$\theta_c = \text{betongtemperatur, } ^\circ\text{C}$

3.2 Värmeflöde

Vid brand överförs värmen från brandgaserna till konstruktionen genom konvektion, strålning och ledning. Värmeöverföringen via ledning är dock ofta försumbar jämfört med konvektion och strålning och brukar därför räknas in i konvektionsdelen. Värmeflödet vid ytan för konstruktionen kan då skrivas:

$$q = q_k + q_s \quad (\text{W/m}^2)$$

$q_k = \text{värme flöde pga. konvektion, W/m}^2$

$q_s = \text{värme flöde pga. strålning, W/m}^2$

3.2.1 Konvektion

Konvektion innebär att värme transporteras genom ett flöde av vätska eller gas. Storleken på värme flödet pga. konvektion bestäms av temperaturskillnaden och värmeövergångstalet.

$$q_k = \alpha_k(T_g - T_y) \quad (\text{W/m}^2)$$

$\alpha_k = \text{värmeövergångstal, W/m}^2\text{K}^{-1}$

$T_g = \text{brandgastemperatur, K}$

$T_y = \text{temperatur för den brandutsatta ytan, K}$

Vid höga temperaturer är värmeflödet mest beroende av strålningsandelen och andelen värmeflöde pga. konvektion kan sättas till 23 W/m²°C om tillförlitlig information saknas.¹¹

3.2.2 Strålning

Värmestrålning är vanligen elektromagnetisk strålning vid olika våglängder, vilka bestämmer hur stor del av den totala strålningen som absorberas, reflekteras eller transmitteras. För temperaturer upp till ca 500°C är den mesta strålningsenergin infraröd, därefter ökar den synliga strålningen med temperaturen. Vid höga temperaturer dominerar strålning som värmeflöde.

Värmeflödet pga. strålning beräknas ur Stefan Boltzmanns lag:

$$q_s = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma (T_y^4 - T_g^4) \quad (W/m^2)$$

Φ = konfigurationsfaktor, här 1,0

ε_m = emissivitet för den brandutsatta ytan, 0,7⁸

ε_f = emissivitet för brandgaserna, 1,0⁵

σ = Stefan Boltzmanns konstant $5,67 \cdot 10^{-8}, W/m^2K^4$

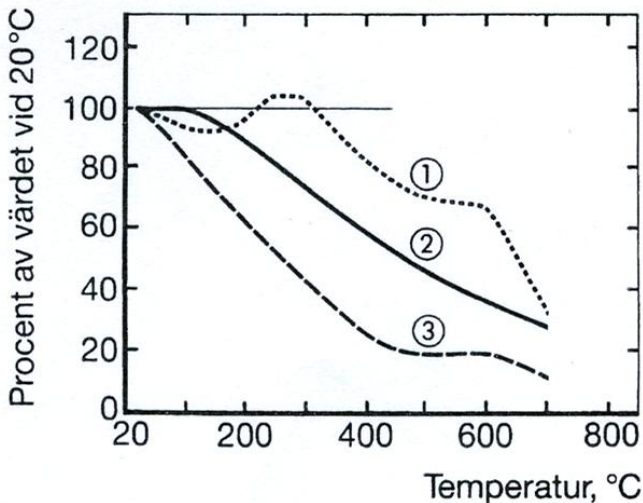
Emissiviteten är ett mått på hur en yta sänder ut strålning.

4 Mekaniska egenskaper vid höga temperaturer

4.1 Reduktion av bärförmåga hos betong

Alla material försvagas när de utsätts för brand men betong är ett av de material som klarar brandbelastning relativt bra eftersom det är ett värmetrögt byggnadsmaterial.

Vid normala temperaturer är skillnaden på tryck- och draghållfastheten stor, draghållfastheten är endast ca 10-15 % av betongens tryckhållfasthet.⁴ Med den stigande temperaturen som uppkommer vid brand så minskar både tryck- och draghållfasthet i betongen, där draghållfastheten minskar snabbare än tryckhållfastheten.¹⁷ För högpresterande betong minskar tryckhållfastheten snabbare vid brandpåverkan än för vanlig betong medan draghållfastheten för högpresterande betong reduceras ungefär som för vanlig betong.¹²



Figur 6. Hållfasthet för betong med kvartshaltig ballast vid ökande temperatur.
1. Tryckhållfasthet, 2. Dynamisk elasticitetsmodul, 3. Böjdraghållfasthet.

4 Mekaniska egenskaper vid höga temperaturer

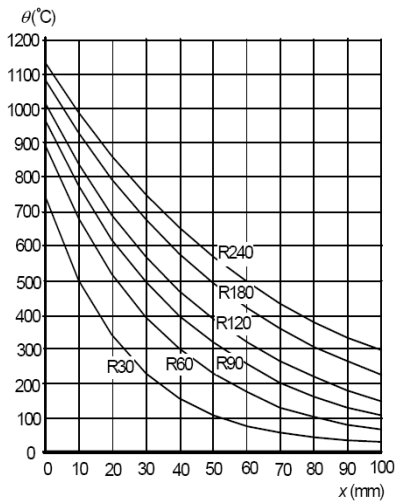
Vanlig betong ska helst inte utsättas för temperaturer över 250°C eftersom hållfasthetsegenskaperna då försämras pga. termiska volymändringar som uppkommer.¹⁵ Volymändringar leder till en ökad sprickbenägenhet i betongen samt att en uppluckring sker av förbandet mellan cementpastan och ballasten eftersom delmaterialen i betongen har olika termiska dilatationsegenskaper. Betong som mest består av ballast har liknande dilatationsegenskaper som den aktuella ballasten.¹

Olika ballasttyper har olika termisk dilatation, till exempel har ballast med hög kvartshalt som granit, gnejs och kvartsit en ogynnsam termisk dilatation eftersom de vid ca 575°C genomgår en kvartsomvandling som innebär en volymökning. Kalksten som ballast eller lättballastbetong innehåller inte dessa mineraler och klarar därför en temperaturökning bättre. Detta märks även för tryckhållfastheten där betong med kvartshaltig ballast har väsentligt sämre hållfasthet över 500°C än de andra ballasttyperna, just pga. volymökningen vid kvartsomvandlingen.¹

Tryckspänning under temperaturökningen ger betongen en ökad hållfasthet vid högre temperaturer pga. att den strukturella nedbrytningen fördröjs.¹ Effekten fås om spänningen överskrider 20 % av tryckhållfastheten.¹⁵

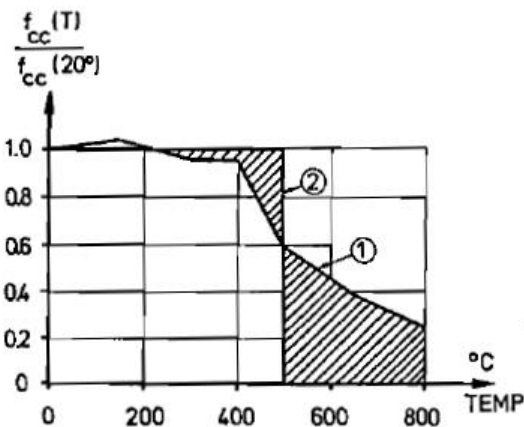
Hur snabbt temperaturen stiger i ett tvärsnitt beror på betongens värmediffusivitet och eventuell närvaro av armering i tvärsnittet. I figur 7 visas temperaturprofiler för ett bjälklag i betong, det tar nästan 30 min innan temperaturen ändras i en punkt 100 mm in i tvärsnittet.⁶

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk



Figur 7. Temperaturfält för bjälklag med $h = 200$ mm R30-R240, x = avstånd från brandutsatt yta.

Bärförmågan för betong kan, om temperaturfältet för tvärsnittet är känt, beräknas med hjälp av femhundra gradersisotermen. Denna isoterm beskriver de punkter i tvärsnittet där temperaturen är 500°C . Denna förenkling har gjorts då betongens hållfasthet minskar drastiskt över 400°C , se figur nedan, och då betongens deformabilitet ökar markant över 500°C . Den del av tvärsnittet där temperaturen understiger 500°C antas bidra till bärförmågan med full kapacitet.¹

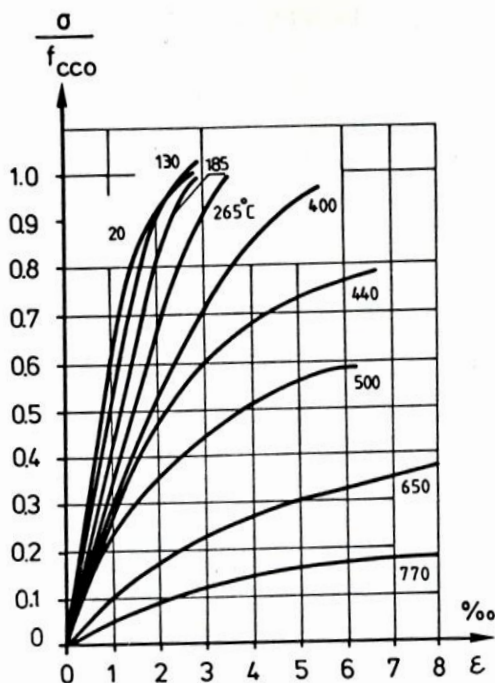


Figur 8. Samband mellan hållfastheten och temperaturen. Kurva 1 visar verkligt brandförlopp och kurva 2 visar den förenklade 500°C -isotermen. Vid extrem brandpåverkan får kurva 2 ej användas.

4 Mekaniska egenskaper vid höga temperaturer

Betongens elasticitetsmodul minskar med ökande temperatur, ungefär som tryckhållfastheten, se figur 6. Deformationen påverkas positivt, precis som för tryckhållfastheten, då belastning föreligger under temperaturstegringen, men påverkas negativt vid närvaro av fukt då kryphastigheten ökar.¹⁵

Figur 9 visar hur spännings-töjnings sambandet i tryck förändras med temperaturen, vid försök med konstant temperatur under belastningsförloppet.¹



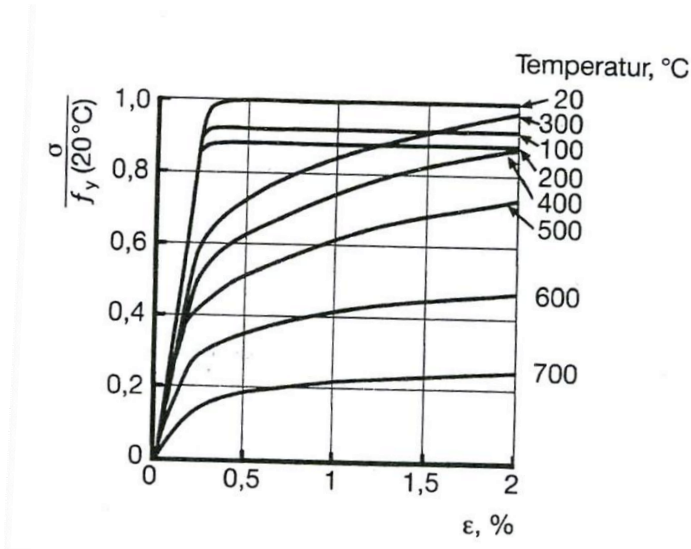
Figur 9. Arbetskurvor för betong med kvartsitisk ballast vid stabiliserade temperaturnivåer.

Deformationen hos betong kan beskrivas genom fyra olika deformationskomponenter, termisk töjning (inkl krympning), momentan elastisk töjning, krypdeformation (tidsberoende deformation) och lastberoende termisk töjning (transient deformation). Den sistnämnda deformationen är ickereversibel och uppstår endast vid den första upphettningen av materialet. Denna deformation utgör även den största delen av den totala deformationen.²⁰

4.2 Reduktion av bärförmåga hos stål

Stål förlorar sin hållfasthet med ökande temperatur och armeringens temperatur är ofta avgörande för betongkonstruktionens bärförmåga vid brand. Det är inte bara hållfastheten som reduceras med stigande temperatur utan även stålets elasticitetsmodul. När temperaturen börjar närma sig 450-500 °C påverkas bärförmågan påtagligt för vanliga konstruktionsstål. Vid ytterligare temperaturökning börjar krypfenomen att uppträda och bärförmågan reduceras successivt.¹⁹

För stålkonstruktioner utsatta för brand används en fiktiv sträckgräns då det inte finns någon verklig sträckgräns, flytplatå. Denna fiktiva sträckgräns baseras på en bestämd maximal tillåten eller kvarstående töjning, beroende på om instabilitetsfenomen är avgörande för bärförmågan eller inte.¹³ Om instabilitetsfenomen inte är avgörande för bärförmågan definieras stålets effektiva sträckgräns som den spänning där den totala töjningen är 2 %, ⁷ för tryckta konstruktioner där instabilitetsfenomen kan vara avgörande för bärförmågan dimensioneras konstruktionen med 0,2 % tillåten kvarstående töjning.¹³



Figur 10. Arbetskurvor för stål vid olika temperaturer.

4.3 Termiska effekter på konstruktioner

4.3.1 Termisk expansion

När temperaturen ökar expanderar först cementpastan något för att sedan börja krympa kraftigt pga. vattenavdunstningen i betongen. Detta innebär att cementpastan får kraftiga deformationer pga. temperaturökningen vilket leder till strukturell nedbrytning. Ballasten däremot expanderar under hela temperaturökningen och eftersom betong till större del består av ballast kommer betongen att ha liknande dilatationsegenskaper som ballasten.¹

Termisk dilatation för betong kan beskrivas enligt nedan:⁶

Kvartshaltig betong:

$$\varepsilon_c(\theta_c) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}\theta + 2,3 \cdot 10^{-11}\theta^3 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta_c) = 14 \cdot 10^{-3} \quad 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

Kalkstenshaltig betong:

$$\varepsilon_c(\theta_c) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6}\theta + 1,4 \cdot 10^{-11}\theta^3 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta_c) = 12 \cdot 10^{-3} \quad 805^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

ε_c = termisk töjning pga. temperatur, $\Delta l/l$

θ_c = betongtemperatur, °C

Stål har en termisk förlängning enligt nedan:⁷

$$\varepsilon_a(\theta_a) = 1,2 \cdot 10^{-5}\theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8}\theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_a(\theta_a) = 1,1 \cdot 10^{-2} \quad 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_a(\theta_a) = 2 \cdot 10^{-5}\theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \quad 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

θ_a = ståltemperatur, °C

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Den termiska förlängningen för betong och stål är likartade vilket är en förutsättning för att de ska kunna fungera ihop på ett tillfredsställande sätt.

4.3.2 Temperaturrelater

Pga. den temperaturökning som uppkommer vid brand uppstår temperaturrelater i konstruktionen. Dessa temperaturrelater kan, för rambärverk och andra statiskt obestämda bärverk, leda till omlagring av eller tillskott i konstruktionens snittkrafter och snittmoment. Denna effekt av brand sker inte bara i de direkt utsatta delarna utan även för närliggande konstruktionsdelar och det är därför viktigt att analysera hela stommen vid brand. De spänningarna som uppkommer pga. termisk expansion kan leda till olika skador på byggnaden och även om rörelserna för betong inte är stora behövs det inte så stora volymförändringar för att t ex orsaka sprickor då betong är ett sprött material. Spänningarna kan även leda till större skador som exempelvis kollaps av en del eller hela byggnaden.¹ Ett sätt att förhindra bl.a. sprickor pga. termisk expansion är att välja lämpliga detaljutformningar t ex bygga med rörelsefogar.

4.3.3 Brandspjälkning

Betong tillsammans med stål är ett av de sammansatta byggnadsmaterial som klarar brand bäst, betongen är obrännbar och pga. kringgjutningen skyddas samtidigt armeringen i konstruktionen vilket leder till att de mekaniska egenskaperna bibehålls under långvarig brandpåverkan. Men det finns ett fenomen som kan försvaga betongen/armeringen i konstruktionen, nämligen brandspjälkning. Brandspjälkning beror på många faktorer som idag inte är helt kartlagda, men genom provning har vissa faktorer som kan förknippas med spjälkning identifierats. Täta betongtyper med låg permeabilitet, t ex högpresterande betong, har en ökad risk för spjälkning liksom betong innehållande ballast med stor temperaturutvidgning. Andra faktorer som påverkar spjälkningsrisken är fuktkvot i betongen, yttre trycklast, snabb¹⁸ eller osymmetrisk uppvärmning, hög armeringstäthet¹⁵ och även formen på konstruktionen. Provningar visar även att högpresterande betong och självkompakterande betong kan vara känsliga för spjälkning medan en

”normal” betong, uttorkad och utan yttre tryckbelastning, visar en mycket liten risk för brandspjälkning.¹⁸

Spjälkning uppkommer pga. ångtryck eller temperaturspänningar eller av en kombination av dessa. Spjälkning pga. av ångtryck innebär att värmen från branden förångar porsystemets vatten så att trycket ökar i konstruktionen. Trycket får sedan fukten att vandra, både utåt och inåt, i tvärsnittet och när fukten vandrar inåt bildas efter ett tag en vattenmättad zon. Fukten kan då inte ta sig längre in i konstruktionen utan istället kommer trycket att öka tills draghållfastheten uppnåtts och betongen spjälkas. Spjälkning kan också uppkomma genom temperaturspänningar, då branden värmer upp betongen vid ytan så att denna vill expandera medan bakomvarande betong fortfarande är kall.¹⁸

Konsekvenserna av brandspjälkning kan innebära allt från en liten avflagning till ett ras beroende på hur stor del av betongen som berörs. Om en större del av täcksiktet försvinner kommer armeringen att värmas upp snabbare och bärförmågan försämras. För att undvika risken för brandspjälkning kan betongen skyddas med ett isolerande ytskikt som begränsar uppvärmningshastigheten av betongytan, genom inblandning av polypropylenfibrer vid tillverkningen som hämmar spjälkningsbenägenheten,¹⁸ luftporbildande medel för att öka porvolymen, val av lämplig geometri på konstruktionen¹⁵ eller val av en betongkvalité som utifrån erfarenhet visar mindre spjälkningsbenägenhet.¹⁸

4.4 Samverkanskonstruktioner

Syftet med samverkanskonstruktioner är att få olika delar att fungera som en enhet. Betong och stål har olika egenskaper var för sig, både bra och dåliga, tillsammans blir dessa egenskaper bättre än summan av de individuella egenskaperna var för sig, synergi. Samverkanskonstruktioner av stål och betong utnyttjar de ingående materialen på ett gynnsamt sätt, t ex om konstruktionen utsätts för böjning tas tryckspänningarna av betongen och dragspänningarna i stålet, dvs. respektive materials bästa egenskaper används. För att dessa spänningar ska kunna tas upp av respektive material så

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

krävs det att materialen samverkar. Vidhäftningen mellan betongbalk och stålplatta kan vara tillräckligt god för att materialen ska kunna fungera ihop, men denna förbindning är inte tillförlitlig. Istället används skjuvförbindare mellan betong och stål i form av exempelvis svetsbultar (eller skjuvbyglar) för att uppnå samverkansseffekt i balken. Svetsbultar (och skjuvbyglar) i balken tar upp krafter i flera riktningar och förhindrar dessutom vertikal delning, såvida balken inte utsätts för stora dragkrafter. Hur stor samverkan i balken ska vara bestäms av placeringen av svetsbultarna, tätare placering ger mer samverkan.¹⁰ Om samverkan utnyttjas fullt ut fås en styvare konstruktion med mindre nedböjning samtidigt som bärförmågan ökar och konstruktionshöjden och stålvikten minskar.¹¹ Delvis samverkan innebär att glidning kan inträffa mellan betong och stål vid stöd eftersom skjuvflödet är störst här över, men så länge skjuvförbindarna överför kraft i det plastiska deformationstillståndet fungerar balken. Glidningen innebär även att stålplattan kommer böjas mer och kommer därmed att ta upp mer av det böjande momentet än innan glidningen inträffade. Detta innebär att stålet blir mer utnyttjat vilket är ogynnsamt ur brandsynpunkt.¹⁰ Annars är samverkanskonstruktioner bra ur brandsynpunkt eftersom betongen runt om stålet är värmetrögt och hindrar värmen från att ledas in till stålet så snabbt.

4.4.1 HPC-balken

HPC-balken är en betongbalk som samverkar med en underfläns av stål med svetsbultar (studs). Svetsbultarna är till för att ta skjuvkrafter som nämnts ovan medan underflänsen verkar som upplag för bjälklaget. Vid normala laster fungerar betongen som tryckzon medan underflänsen fungerar som dragarmering och för att få bättre brandmotstånd finns även brandarmering längs balken, som tar drag tillsammans med underflänsen. HPC-balken utförs i två varianter, en som gjuts samman med bjälklaget och en med en så kallad ”hatt” av högpresterande betong. Beräkningar har endast gjorts på varianten som gjuts in i bjälklaget eftersom det endast är en liten del av den medverkande bredden som består av högpresterande betong och resten av bredden är betong av ”vanlig” kvalitet.

Eurocode skiljer inte nämnvärt på vanlig betong och högpresterande betong vad gäller termiska egenskaper vilket nämnts tidigare.

4 Mekaniska egenskaper vid höga temperaturer



Figur 11. HPC-balk upplagd på HPC-pelare.

5 Modellering och simulering

Modellerna i denna rapport förutsätter att endast en sida är brandpåverkad, undersidan, eftersom det är den som klarar brand sämst. Vid brand mot ovansidan är mängden betong ovanför armeringen tillräckligt tjock för att klara av längre bränder och tas därför inte upp i denna rapport. Om kontinuerliga balkar används, skulle brand över stöd på ovansidan kunna påverka överkantsarmeringen men täckskiktet för armeringen i överkant antas vara samma som täckskiktet för brandarmeringen.

5.1 Metod

5.1.1 Brigade

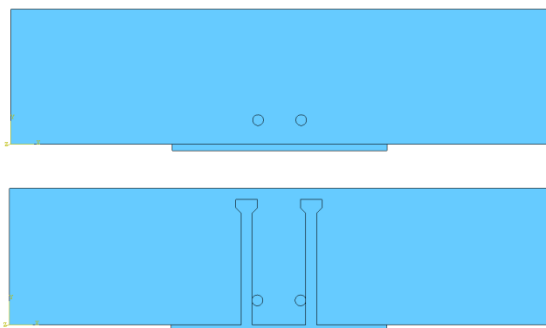
Till temperaturberäkningarna användes programmet Brigade Plus Version 2.1-2. Detta program hade jag inte använt innan examensarbetet och lärandet har skett med uppgifter och genomgång med handledare, Oskar Larsson. Både 2D och 3D modeller kan göras i detta program men i denna rapport görs modellerna i 2D.

5.1.2 Beräkningsmodeller

Modellerna anses oändliga i längdriktningen och är därför gjorda i 2D. De beräkningsmodeller som analyserats är:

Modell 1: Betongtvärsnitt med brandarmering och underfläns.

Modell 2: Betongtvärsnitt med studs, brandarmering och underfläns.



Figur 12. Modellerna som analyserats i Brigade, modell 1 överst.

Modell 1 beskriver situationen utan inverkan av värmeledning längs studsens. Modell 2, dvs. tvärsnittet med studs, kan jämföras med att det ligger en lång stålplåt längs hela balken. Sanningen ligger mellan dessa modeller. Om c/c avståndet för studsens är relativt stort kan tvärsnittet liknas med modell 1 medan det vid tätare c/c närmar sig modell 2.

Temperaturfält då armeringen låg en bit ifrån studsens beräknades också i Brigade men skillnaden mellan modell 2 och detta fall var inte så stor och resultatet för modell 2 kan antas gälla även för detta fall.

5.1.3 Indata

Brandpåverkan enligt ISO 834, har tillsammans med materialegenskaperna för betong, stål och armering använts i Brigade. Temperaturfälten har redovisats efter 30, 60, 90 och 120 minuters brandpåverkan.

För hållfasthetsberäkningarna har temperaturbaserade reduceringsfaktorer använts tillsammans med mekaniska egenskaper för de olika materialen.

Indata till Brigade redovisas i bilaga A.

5.1.4 Analysmetodik

För att beräkna bärförmågan i tvärsnittet för de olika tidsangivelserna analyseras först temperaturfälten som beräknats i Brigade. Temperaturerna

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

används sedan för att ta fram reducerad hållfasthet och till slut få fram ett brottmoment för balken vid brandpåverkan. Detta brottmoment jämförs sedan med det dimensionerande momentet vid normal temperatur och en relativ bärförmåga tas fram som funktion av tiden. Nedan följer beräkningsgången punkt för punkt:

1 – Temperaturberäkningar, ta fram temperaturfält i Brigade.

2 – Ta fram reducerad hållfasthet med hänsyn till temperatur, för stål används reduktionsfaktorn för total töjning på 2 % enl Eurocode 3 tab. 3.1 och för betong reduktionsfaktor enl Eurocode 2 tab. 3.1 med armeringens reduktionsfaktor enl Eurocode 2 tab. 3.2. Dessa återges i Bilaga B.

Vid dimensionering enligt Eurocode sätts säkerhetsfaktorn på lasten istället för på materialegenskaperna.

Vid dimensionering med hänsyn till brand sätts den partiella säkerhetsfaktorn för mekaniska egenskaper till 0,8 gånger värdet av säkerhetsfaktorn vid normaldimensionering, dels för att brand inte inträffar så ofta och dels för att ta hänsyn till de olika materialen i konstruktionen. För termiska egenskaper sätts den partiella säkerhetsfaktorn till 1,0.³

För betong, f_{cc} , enligt NAD 1994:²

$$f_{cc} = \frac{f_{cck}}{\gamma_M}$$

f_{cck} = karakteristiskt värde på tryckhållfastheten, MPa

$\gamma_M(\text{brottgräns}) = 1,5$

$\gamma_{M,fi}(\text{brandfallet}) = \gamma_M \cdot 0,8$

För armeringen, f_{st} , enligt NAD 1994:²

$$f_{st} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

f_{yk} = karakteristiskt värde på sträckgränsen, MPa

$\gamma_M(\text{brottgräns}) = 1,15$

$\gamma_{M,fi}(\text{brandfallet}) = \gamma_M \cdot 0,8$

För konstruktionsstål beräknas dimensionerande sträckgräns, f_{yd} , enligt NAD 1994 som:²

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

f_{yk} = karakteristiskt värde på sträckgränsen, MPa

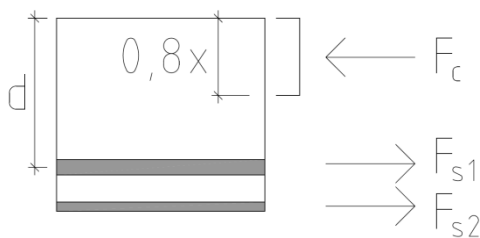
$\gamma_M(\text{brottgräns}) = 1,05$

$\gamma_{M,fi}(\text{brandfallet}) = \gamma_M \cdot 0,8$

När dimensionerade värden är bestämda multipliceras dessa med en reduktionsfaktor med hänsyn till temperaturen.

$$f_{d,\theta} = f_d \cdot k_\theta$$

3 – Ta fram tryck- och dragkrafterna för att få fram x och sedan momentet, F_c (betong), F_{s1} (armering) och F_{s2} (underfläns).



Figur 13. Tryck- och dragkrafter för balken.

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Betongens tryckkraft, F_c :

$$F_c = 0,8xbf_{cc,\theta} \quad (N)$$

b = medverkande bredd, m

$f_{cc,\theta}$ = reducerad hållfasthet för betong vid medeltemperaturen θ i tryckzonen.

Armeringens dragkraft:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{st1,\theta} \quad (N)$$

$f_{st1,\theta}$ = reducerad hållfasthet för armering pga. temperaturen

A_{s1} = Armeringens area, m^2

Underflänsens dragkraft:

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{st2,\theta} \quad (N)$$

$f_{st2,\theta}$ = reducerad hållfasthet för stål pga. temperaturen

A_{s2} = Underflänsens area, m^2

Insättning i jämviktsekvationen:

$$F_c - F_{s1} - F_{s2} = 0$$

ger x som används för att räkna ut momentet i steg 4. Detta x måste kontrolleras så att det är innanför området i betongen där medeltemperaturen tagits från.

4 – Brottmoment, M_{brand} , moment taget runt F_{s1} .

$$M_{brand} = F_c(d - 0,4x) + F_{s2}(t_{bjkl} - d - \frac{t_{fläns}}{2})$$

d = effektiv höjd, avståndet från överkant betong till armeringens tyngdpunkt, m

t_{bjkl} = bjälklagets tjocklek, m

$t_{fläns}$ = underflänsens tjocklek, m

5 – Relativ bärförmåga, M_{brand}/M_d , M_d dimensionerande hållfasthet vid normal temperatur, för bjälklagstjocklekar 200, 250, 325 och 400 (alla i mm).

6 – Relativ bärförmåga som funktion av tiden, diagram.

5.2 Resultat

Resultaten baseras på följande balkmodell:

Spännvidd = 6,5 m

c/c-avstånd = 6,5 m

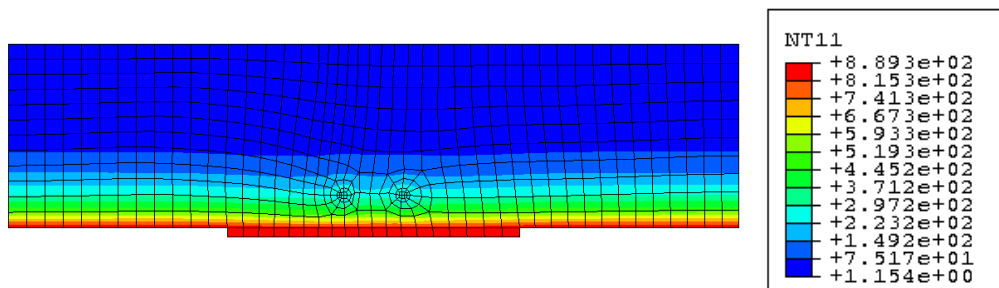
Bjälklagstjocklek = varierar, visat exempel 250 mm

Underflänsarea = 12 mm x 400 mm

Armering = 20 mm i diameter

5.2.1 Modell 1 och 2 - 60 min

1. Temperaturfälten som fås från Brigade analyseras och medeltemperaturer för underfläns, armering respektive betong, den tryckpåverkade delen, tas fram. Modell 1 ser efter 60 minuters brand ut som figuren nedan:



Figur 14. Temperaturfält för modell 1 efter 60 minuters brand, $t = 250$ mm. Observera att temperaturen är i 10-potensform.

Medeltemperaturerna för materialen i modell 1 blev;

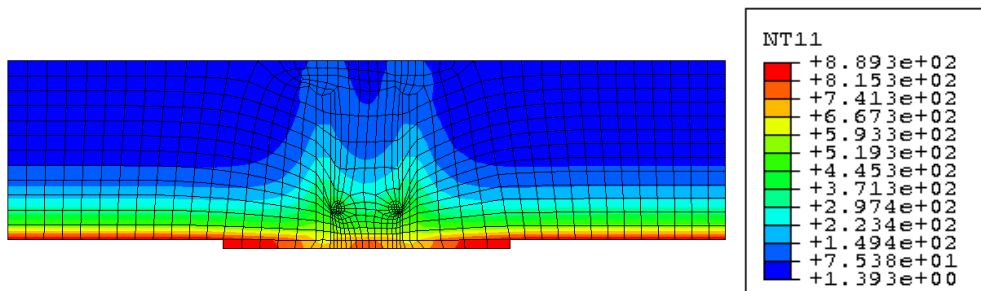
Underfläns – 875 °C

Brandarmering – 265 °C

Betong – < 200 °C

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

För att se studsens inverkan på tvärsnittet visas även modell 2 efter 60 minuters brand:



Figur 15. Temperaturfält för modell 2 efter 60 minuters brand, $t = 250$ mm. Observera att temperaturen är i 10-potensform.

Medeltemperaturerna för materialen i modell 2 blev;

Underfläns – 750 °C

Brandarmering – 420 °C

Betong – < 200 °C

Vid en jämförelse mellan modellerna konstateras att modell 2, tvärsnittet med studs, leder värmen snabbare in i betongen än modell 1, tvärsnittet utan studs. Detta syns även på underflänsen som får något lägre temperatur i modell 2 eftersom värmen har spridit sig vidare till studs.

Temperaturfält för 30, 90 och 120 minuter för modell 1 och 2 finns i bilaga C.

2. För givet temperaturfält kan reducerade hållfasthetsvärden tas fram. Interpolation har använts då temperaturerna ligger mellan temperaturintervallen.

HPC-balken kan gjutas med betong av olika kvaliteter, i denna rapport används betong av kvalitet C30/37 som får ett dimensionerande värde enligt nedan:

Brottgräns:

$$f_{cc} = \frac{30}{1,5} = 20,0 \text{ MPa}$$

Brandfall:

$$f_{cc} = \frac{30}{1,5 \cdot 0,8} = 25,0 \text{ MPa}$$

För armeringen gäller kvalitet B500B vilket ger en dimensionerad sträckgräns:

Brottgräns:

$$f_{st} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Brandfall:

$$f_{st} = \frac{500}{1,15 \cdot 0,8} = 543,5 \text{ MPa}$$

Stålet i HPC-balken är av kvalitet S355 J2G3 och den dimensionerande sträckgränsen, f_{yd} , för konstruktionstål blir då;

Brottgräns:

$$f_{yd} = \frac{355}{1,05} = 338,1 \text{ MPa}$$

Brandfall:

$$f_{yd} = \frac{355}{1,05 \cdot 0,8} = 422,6 \text{ MPa}$$

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

För brandfallet multipliceras de dimensionerade värdena med en reduktionsfaktor som tar hänsyn till temperaturen i materialet.

$$f_{d,\theta} = f_d \cdot k_\theta$$

För armering blir de reducerade hållfasthetsvärdena:

Temperatur	k_θ	$f_{d,\theta}$
20	1,00	543,48
100	1,00	543,48
200	1,00	543,48
300	1,00	543,48
400	1,00	543,48
500	0,78	423,91
600	0,47	255,43
700	0,23	125,00
800	0,11	59,78
900	0,06	32,61
1000	0,04	21,74
1100	0,02	10,87
1200	0,00	0,00

Tabell 3. Reduceringsfaktorer och reducerad hållfasthet för armering.

Reducerade hållfasthetsvärden för övriga material finns i bilaga B.

3. Tryck- och dragkrafter, F_c (betong), F_{s1} (armering) och F_{s2} (underfläns) för modell 1, $t = 250$ mm, efter 60 minuters brandpåverkan.

Betongens tryckkraft, F_c , blir med en medverkande bredd på 2 m^{14} och en temperatur på under 200 °C som ger $f_{cc,\theta} = 25$ MPa:

$$F_c = 0,8x \cdot 2 \cdot 25,0 \cdot 10^6 = 40000x \text{ kN}$$

Armeringen består av 2 st $\varnothing 20$ järn med en medeltemperatur på 265 °C, vilket resulterar i en sträckgräns på 543 MPa. F_{s1} blir då:

$$F_{s1} = 2 \cdot 0,02^2 \cdot \pi \cdot 543 \cdot 10^6 = 1365 \text{ kN}$$

Underflänsens area, $t = 12$ mm och $b = 400$ mm, 4800 mm² och en reducerad hållfasthet på 31 MPa, då temperaturen är 875 °C ger F_{s2} :

$$F_{s2} = 4800 \cdot 10^{-6} \cdot 31 \cdot 10^6 = 149 \text{ kN}$$

Insättning i jämviktsekvationen:

$$40000x - 1365 - 149 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 0,038 \text{ m}$$

Kontroll om $x = 38$ mm är innanför området för den medeltemperatur som togs för betongen är OK.

Tryckkraften för betong med x blir då:

$$F_c = 0,8 \cdot 0,038 \cdot 2 \cdot 25,0 \cdot 10^6 = 1514 \text{ kN}$$

4. Momenten räknas sedan ut som för en vanlig betongbalk, taget runt armeringens tyngdpunkt. Avståndet mellan överkant underfläns till underkant armering är ca 35 mm, vilket ger avståndet $d = 205$ mm. Sedan tidigare är $t_{fläns} = 12$ mm och $t_{bjkl} = 250$.

$$M_{brand} = 1514 \cdot 10^3 (0,205 - 0,4 \cdot 0,038) + 149 \cdot 10^3 \left(0,250 - 0,205 - \frac{0,012}{2} \right) = 293,17 \text{ kNm}$$

5. Den relativa bärförmågan kan sedan räknas ut för modellen som M_{brand}/M_d .

Modell 1	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	($M_d =$) 527,80	1,00
Brandvaraktighet 30 min	410,04	0,78
Brandvaraktighet 60 min	293,17	0,56
Brandvaraktighet 90 min	281,85	0,53
Brandvaraktighet 120 min	255,28	0,48

Tabell 4. Relativ bärförmåga för modell 1, betongtvärsnitt med brandarmering och underfläns, med bjälklag $t = 250$ mm.

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Modell 2	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	($M_d =$) 527,80	1,00
Brandvaraktighet 30 min	555,17	1,05
Brandvaraktighet 60 min	324,93	0,62
Brandvaraktighet 90 min	205,01	0,39
Brandvaraktighet 120 min	134,74	0,26

Tabell 5. Relativ bärförmåga för modell 2, betongtvärsnitt med studs, brandarmering och underfläns, med bjälklag $t = 250$ mm.

Efter 30 minuters brand blir den relativa bärförmågan 1,05 för modell 2 vilket kan förklaras dels med att brand inte inträffar så ofta och materialparametrarna räknas därför ner vid brandlast men även eftersom underflänsen leder värmen vidare till studsens vilket innebär att underflänsen inte blir så varm att hållfastheten reduceras. Om man istället räknar med karakteristiska värden ser den relativa bärförmågan ut så här:

Modell 2 <i>Karakteristiska värden</i>	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	600,34	1,00
Brandvaraktighet 30 min	504,34	0,84
Brandvaraktighet 60 min	298,75	0,50
Brandvaraktighet 90 min	188,51	0,31
Brandvaraktighet 120 min	123,10	0,21

Tabell 6. Relativ bärförmåga med karakteristiska värden för modell 2, betongtvärsnitt med studs, brandarmering och underfläns, med bjälklag $t = 250$ mm.

För de tre andra bjälklagen blir den relativa bärförmågan:

Modell 1 – Relativ bärförmåga	$t = 200$ mm	$t = 325$ mm	$t = 400$ mm
Kall konstruktion 20 grader	1,00	1,00	1,00
Brandvaraktighet 30 min	0,78	0,77	0,77
Brandvaraktighet 60 min	0,55	0,56	0,56
Brandvaraktighet 90 min	0,53	0,54	0,54
Brandvaraktighet 120 min	0,48	0,48	0,48

Tabell 7. Relativ bärförmåga för modell 1, $t = 200$, 325 och 400 mm.

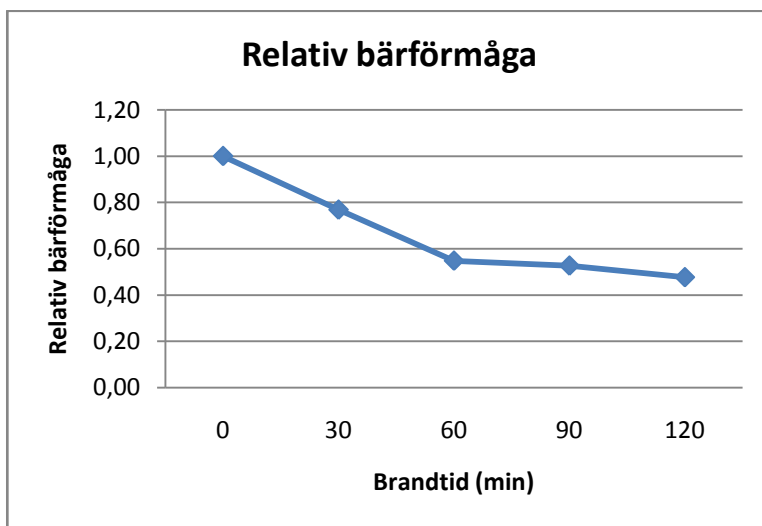
Modell 2 – Relativ bärförmåga, <i>Karakteristiska värden</i>	t = 200 mm	t = 325 mm	t = 400 mm
Kall konstruktion 20 grader	1,00	1,00	1,00
Brandvaraktighet 30 min	0,84	0,84	0,84
Brandvaraktighet 60 min	0,50	0,50	0,50
Brandvaraktighet 90 min	0,31	0,31	0,31
Brandvaraktighet 120 min	0,21	0,20	0,20

Tabell 8. Relativ bärförmåga med karakteristiska värden för modell 2, t = 200, 325 och 400 mm.

Resultaten för modell 1 och 2 visar att tjockleken inte påverkar den relativa bärförmågan väsentligt vid brand.

Momentkapacitet för bjälklagen, t = 200, 325 och 400 mm, finns i bilaga D.

6. Relativ bärförmåga som funktion av tiden för modell 1 och modell 2, t = 250 mm.

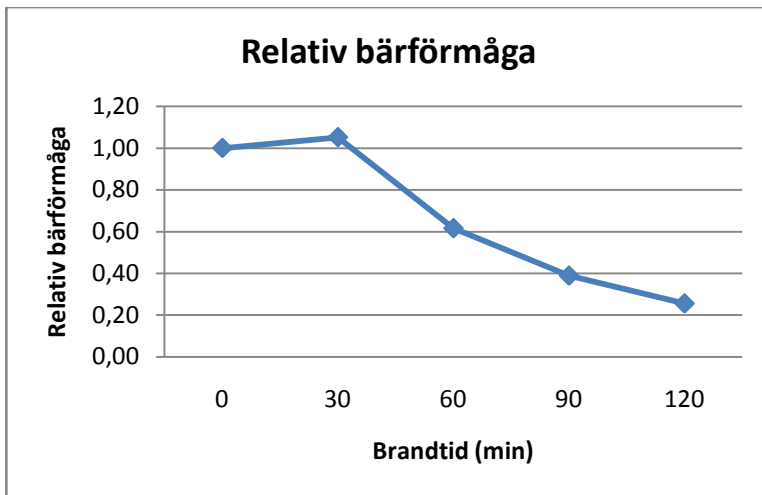


Figur 16. Relativ bärförmåga som funktion av brandtiden för modell 1, t = 250 mm.

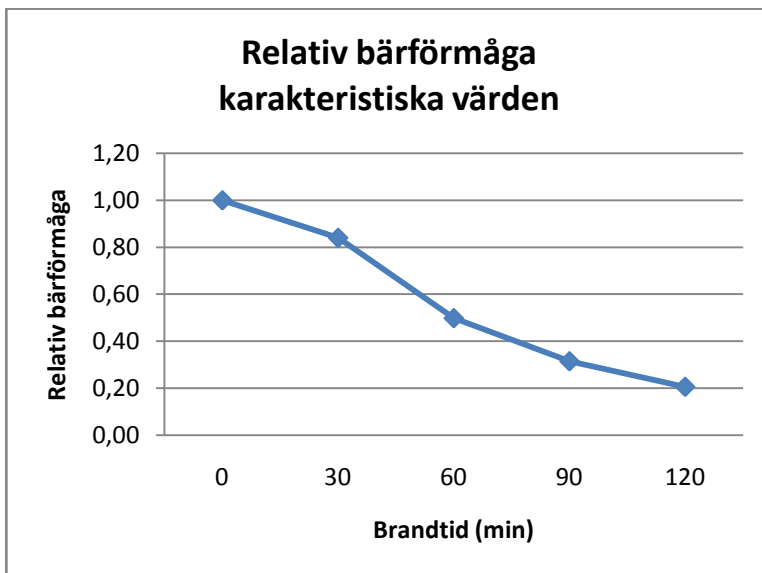
Den snabba reduktionen i början, 0-60 minuter, beror på underflänsens snabba temperaturökning vilket medför en drastisk minskning av hållfastheten. Därefter planar kurvan ut dels pga. betongens värmetröghet, vilket bidrar till att temperaturökningen inte når in till armeringen, dels för att underflänsens hållfasthet är minimal och att all dragkraft därmed tas av

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

brandarmeringen. Täcksiktet är därför viktigt inte bara ur korrosionssynpunkt för armeringen utan även ur brandsynpunkt.



Figur 17. Relativ bärförmåga som funktion av brandtiden för modell 2, $t = 250$ mm.



Figur 18. Relativ bärförmåga med karakteristiska värden som funktion av brandtiden för modell 2, $t = 250$ mm.

5.3 Laster

Laster vid normala temperaturer, brottgränstillståndet, fås som det minst gynnsamma av huvudkombinationerna av last i EN 1990:⁹

6.10a:

$$q_{da} = \gamma_d \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \right)$$

6.10b:

$$q_{db} = \gamma_d \left(\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \right)$$

γ_d = Säkerhetsklass, här 0,91 (SK2)

γ_G = Partialkoefficient för permanent last, här 1,35

$G_{k,j}$ = Permanent last, kN/m

$\gamma_{Q,1}$ = Partialkoefficient för huvudlast, här 1,5

$\psi_{0,1}$ = reduktionsfaktor för kombinationsvärde, här 0,7

$Q_{k,1}$ = Huvudlast, kN/m

ξ_j = reduktionsfaktor för permanentlast, $\xi_j \gamma_{G,j} = 1,20$

I ekvation 6.10a har den permanenta lasten maximal inverkan medan huvudlasten har kombinationsvärde och i ekvation 6.10b har huvudlasten maximalt värde medan den permanenta lasten reduceras.

Säkerhetsklassen enligt Eurocode räknas in i lasten och för de olika säkerhetsklasserna gäller följande värden:⁹

Säkerhetsklass	γ_d
1	0,83
2	0,91
3	1,0

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Följande exempel baseras på samma balkmodell som anges i kap 5.2.

För nyttig last tas en reduktionsfaktor, α_A , fram med hänsyn till den belastade arean. Den belastade arean har ingen riktig definition i Eurocode och därför används den svenska definitionen på belastad area, den area som ska vara belastad för att ge största inverkan på aktuell lasteffekt.⁹ I detta fall då balken antas vara fritt upplagd blir den belastade arean:

Belastad area:

$$A = 2 \cdot 6,5 \cdot 6,5 = 84,5 \text{ m}^2$$

Reduktionsfaktorn för den belastade arean:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{10 \text{ m}^2}{A} \quad \rightarrow \quad \alpha_A = \frac{5}{7} 0,7 + \frac{10}{84,5} = 0,62$$

Egentyngden för balk och bjälklag beror på tvärsnittshöjden, som varierar mellan 200 mm och 400 mm, och spännvidden. Spännvidden för balken är 6,5 m och balken räknas som fritt upplagd. Balkens bredd är 200 mm. Armerad betongs egentyngd är 25 kN/m³ enligt EN 1991 tab. A.1 (24 betong och 1 för armering).⁹

$$q_{balk} = 0,25 \cdot 0,20 \cdot 25 = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{bjkl} = 0,25 \cdot (6,5 - 0,20) \cdot 25 = 39,38 \text{ kN/m}$$

$$q_{egen} = q_{balk} + q_{bjkl} = 40,63 \text{ kN/m}$$

Installationer mm ger ett tillägg på ca 2,6 kN/m ($0,4 \cdot 6,5 = 2,6$).

Med alla värden utom den nyttiga lasten insatta fås:

$$q_{da} = 0,91(1,35 \cdot (40,63 + 2,6) + 1,5 \cdot 0,62 \cdot 0,7 \cdot q_d \cdot 6,5)$$

$$q_{db} = 0,91(1,20 \cdot (40,63 + 2,6) + 1,5 \cdot 0,62 \cdot q_d \cdot 6,5)$$

Lasten för olyckslast, brand, ges av EN 1990:⁹

$$q_{df} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1}$$

$\psi_{1,1}$ = reduktionsfaktor för frekvent värde, här 0,5

A_d = brandlast, effekten av temperaturen på
materialegenskaperna och de termiska egenskaperna.

Med alla värden utom den nyttiga lasten insatta fås:

$$q_{df} = 40,63 + 2,6 + 0,62 \cdot 0,5 \cdot q_d \cdot 6,5$$

De olika nyttiga lasterna, q_d , som analyserats är:⁹

Lokaltyp A: Bostäder, bjälklag - 2,0 kN/m²

Lokaltyp B: Kontor - 2,5 kN/m²

Lokaltyp C: Samlingslokaler, museer mm - 3,0 kN/m²

Lokaltyp D: Affärslokaler, detaljhandel - 4,0 kN/m²

De nyttiga lasterna består endast av en fri del enligt EN 1991.⁹

	Brottgräns 6.10a	Brottgräns 6.10b	Brandfall
Lokaltyp A	60,78 kN/m	58,17 kN/m	47,24 kN/m
Lokaltyp B	62,70 kN/m	60,92 kN/m	48,25 kN/m
Lokaltyp C	64,62 kN/m	63,66 kN/m	49,25 kN/m
Lokaltyp D	68,46 kN/m	69,15 kN/m	51,26 kN/m

Tabell 9. Laster i brottgräns och brandfall för de olika lokaltyperna A-D då $t = 250$ mm.

Då bjälklaget är 250 mm tjockt gäller ekvation 6.10a för lokaltyp A, B och C medan ekvation 6.10b gäller för lokaltyp D.

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Momentet för balken, med $t = 250$ mm, för respektive lokaltyp:

Lokaltyp	Lastkomb.	q_d	$M = ql^2/8$
A	Brott	60,78 kN/m	321,01 kNm
B	Brott	62,70 kN/m	331,15 kNm
C	Brott	64,62 kN/m	341,29 kNm
D	Brott	69,15 kN/m	365,18 kNm
A	Brand	47,24 kN/m	249,51 kNm
B	Brand	48,25 kN/m	254,82 kNm
C	Brand	49,25 kN/m	260,12 kNm
D	Brand	51,26 kN/m	270,74 kNm

Tabell 10. Lastsammanräkning, moment vid brand och brottmoment.

Kontroll så att brottmomentet inte är större än momentkapaciteten och förhållandet däremellan samt förhållandet mellan momentet i brandfallet och momentkapaciteten:

Lokaltyp	Lastkomb.	$M = ql^2/8$	Kontroll $M < M_d$	M/M_d
A	Brott	321,01 kNm	< 527,80 OK	0,61
B	Brott	331,15 kNm	< 527,80 OK	0,63
C	Brott	341,29 kNm	< 527,80 OK	0,65
D	Brott	365,18 kNm	< 527,80 OK	0,69
A	Brand	249,51 kNm		0,47
B	Brand	254,82 kNm		0,48
C	Brand	260,12 kNm		0,49
D	Brand	270,74 kNm		0,51

Tabell 11. Lastsammanräkning, kontroll i brottgränstillståndet samt förhållandet mellan moment vid brand och brottmoment. M_d är momentet för balken vid 20 grader, $t = 250$ mm.

Utnyttjandegraden, kvoten mellan den aktuella lasten och bärförmågan vid normal temperatur, i tab. 11 i den högra kolumnen definieras som ”förhållandet mellan den statiska lasteffekten vid lastkombination och bärförmåga i brottgränstillståndet”.¹

Skillnaden mellan utnyttjandegraden i brottgränstillståndet och i brandfallet är inte så stor vilket beror på den höga egentygden för konstruktionsdelen.

¹ Betonghandboken Material, 1997, sid 856, ref 14.

Utnyttjandegraden för brandfallet med bjälklagtjocklekarna 200, 325 och 400 mm:

Lokaltyp (Lastkomb. brand)	M/M _d 200 mm	M/M _d 325 mm	M/M _d 400 mm
A	0,53	0,43	0,40
B	0,54	0,44	0,41
C	0,55	0,44	0,42
D	0,58	0,46	0,43

Tabell 12. Utnyttjandegraden för brandfallet med bjälklagtjocklekarna, t = 200, 325 och 400 mm.

Utnyttjandegraden är störst för de tunna bjälklagen, vilket är ett direkt resultat av den effektiva höjden, d , som är minst för de tunna bjälklagen, detta resulterar i ett mindre brottmoment för balken.

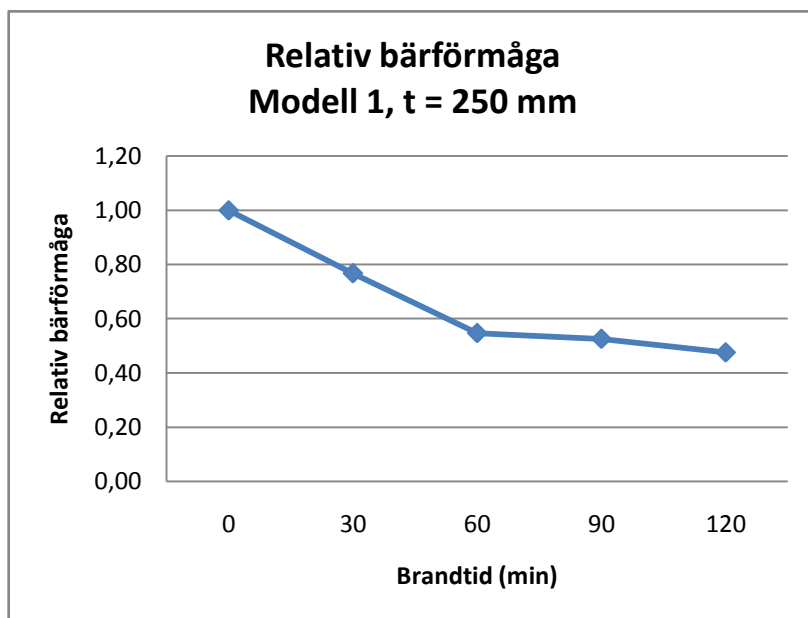
Laster, moment och momentkontroll för bjälklag med tjocklek 200, 325 och 400 mm finns i bilaga E.

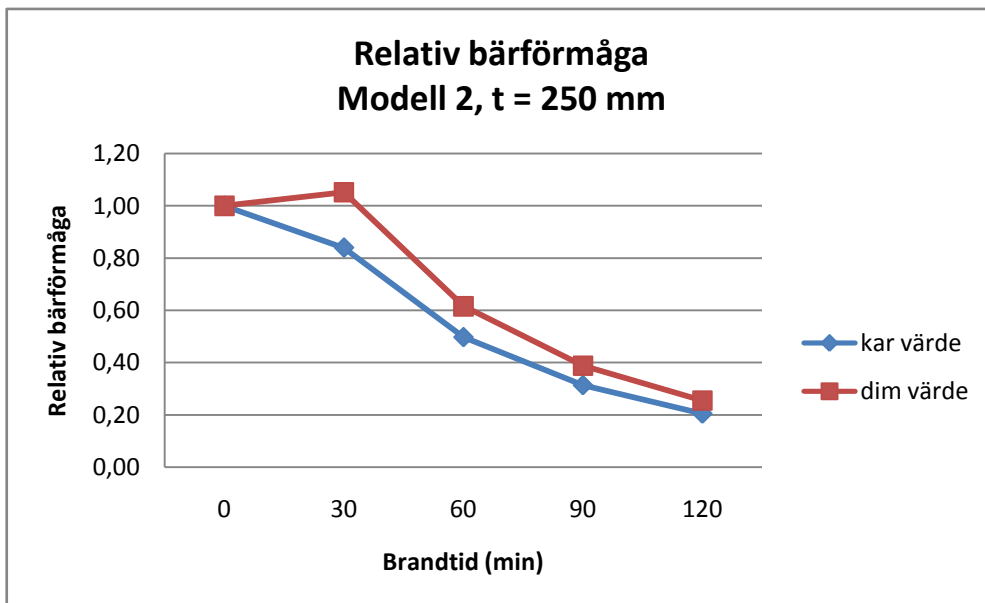
6 Slutsatser

Denna studie har vissa begränsningar vilket ska tas i åtanke när resultaten ska tolkas.

Samverkanskonstruktioner klarar brand relativt bra och är samtidigt en konstruktion som har en hög bärlighet i förhållande till sin tvärsnittsarea vid jämförelse med andra konstruktionsdelar med samma ändamål.

Den relativa bärförmågan sjunker drastiskt under de första 60 minuterna då balken är brandpåverkad och har då endast ca 50 % av bärförmågan kvar, därefter reduceras hållfastheten successivt och om man väger samman modellernas resultat efter 120 minuters brandpåverkan är endast ca 30-35 % kvar av den relativa bärförmågan. Modell 2 är nog närmare sanningen än vad modell 1 är om man ser till hela balken.

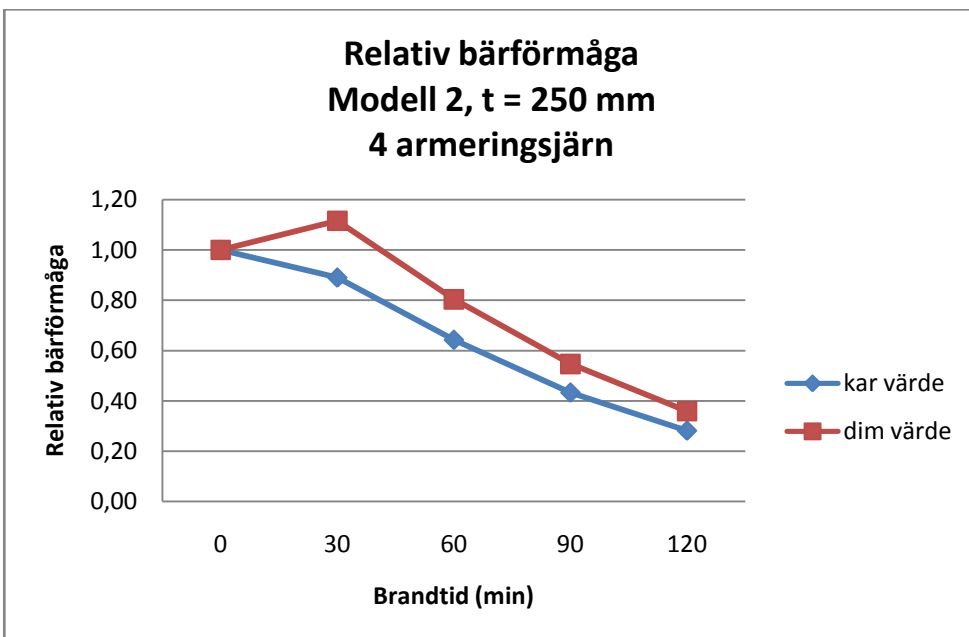
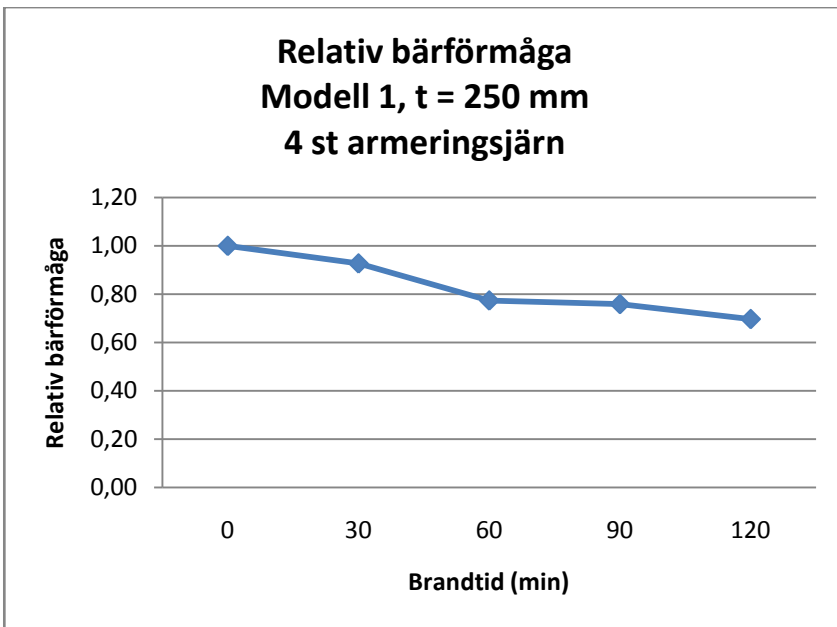




Om balken är utnyttjad till ca 60-70 % i brottgränstillståndet så är samma balk utnyttjad till ca 50 % i brandfallet enligt Eurocodes lastekvationer. Om detta är fallet så klarar balken knappt att motstå en brand i 60 minuter med 2 st $\varnothing 20$ brandarmeringsjärn.

Brandskyddsåtgärder av olika slag, exempelvis inklädning, höjer balkens brandbeständighet så att den kan klara högre krav.

Om brandarmeringen dubblas ser resultatet ut som i figurerna nedan. Eftersom temperaturen inte har nått in till armeringen i modell 1 så reduceras inte kapaciteten för tvärsnittet så mycket. Modell 2 ökar kapaciteten från ca 60 % till ca 80 % vid 60 minuters brandpåverkan.



7 Referenser

1. Anderberg Yngve och Pettersson Ove; Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner del 1, Byggforskningsrådet; Stockholm 1991.
2. Boverket, byggavdelningen; Nationellt anpassningsdokument till SS-ENV 1994-1-1, Samverkanskonstruktioner (stål och betong) – Dimensionering: Eurocode 4 – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. NAD(S)/SS-ENV 1994-1-1; Utgåva 1, Karlskrona 1996.
3. Boverket, byggavdelningen; Nationellt anpassningsdokument till SS-ENV 1994-1-2, Samverkanskonstruktioner (stål och betong) – Dimensionering: Eurocode 4 – Del 1-2: Allmänna regler – Brandteknisk dimensionering. NAD(S)/SS-ENV 1994-1-2; Utgåva 1, Karlskrona 1996.
4. Byggtreprenörerna; Betongteknik; Curt Arna Carlsson och Kyösti Tuutti, Solna 1991.
5. CEN European Committee for Standardization; Eurocode 1: Action on structures – Part 1.2: General Actions – Actions on structures exposed to fire; Bryssel 2002.
6. CEN European Committee for Standardization; Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design; Bryssel 2002.
7. CEN European Committee for Standardization; Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design; Bryssel 2005.
8. CEN European Committee for Standardization; Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design; Bryssel 2004.
9. Eurokod-utbildningar, Eurokoder, Intern kurs Ramböll – Tyréns; Bo Westerbergs bidrag; September 2007.
10. Hedin Johan; Samverkanskonstruktioner Samverkansbalk, SBI Stålbyggnadsinstitutet, Publikation 115; Stockholm 1989.

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

11. Magnusson Sven-Erik, Pettersson Ove och Thor Jörgen; Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner, Stålbyggnadsinstitutet SBI; Publikation 38; Uppsala 1974.
12. Phan L.T., Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and technology, Geithersburg, Maryland 20899; Fire Performance of High-Strength Concrete: A report of the State-of-the-Art; December 1996.
13. Stålbyggnadsinstitutet, SBI; Stålbyggnad, kap 10 och 14; Publikation 130; femte upplagan, Stockholm 2004.
14. Svecon AB; En teknisk beskrivning av HPC-balken; Täby 2004. Samt fler beräkningar gjorda av Nils-Gustav Svensson.
15. Svensk byggtjänst; Betonghandboken Material, kap 11 – Möller Göran m.fl., kap 18 – Redaktionsgruppen m.fl., kap 25 – Thelandersson Sven; andra rev. utgåvan andra tryckningen, Stockholm 1997.
16. Svenska Brandförsvarsföreningen; Brandskydd i Boverkets byggregler, BBR; Stockholm 2002.
17. VAST; ”Betongkonstruktioner vid höga temperaturer – en översikt; Stockholm 1974.

Artiklar

18. Jansson Robert; Brandspjälkning av betong; Bygg & teknik 7/06 sid 53-55.

Otryckt (elektroniska källor, muntliga källor)

19. http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?dId=54; 2007-06-25
20. <http://www.sis.se/upload/632490825793752000.pdf>, 2007-10-21

8 Bilagor

Bilaga A – Indata för beräkningar i Brigade

Materialdata:

Temperatur	ρ (kg/m ³)
20	2349,31
100	2330,53
200	2307,06
300	2283,59
400	2260,12
500	2236,65
600	2213,18
700	2189,71
800	2166,24
900	2142,77
1000	2119,30
1100	2095,83
1200	2072,36

Densitet, ρ , för betong

Temperatur	c_p (J/kg°C)
20	901,10
100	942,80
200	988,80
300	1028,00
400	1060,40
500	1086,00
600	1104,80
700	1116,80
800	1122,00
900	1120,40
1000	1112,00
1100	1096,80
1200	1074,80

Specifik värmekapacitet, c_p , för betong

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Temperatur	λ (W/m°C)
20	1,9514
100	1,7656
200	1,5526
300	1,3610
400	1,1908
500	1,0420
600	0,9146
700	0,8086
800	0,7240
900	0,6608
1000	0,6190
1100	0,5986
1200	0,5996

Konduktivitet för betong

Densitet för stål, $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Temperatur	c_p (J/kg°C)
20	439,80
100	487,62
200	529,76
300	564,74
400	605,88
500	666,50
600	759,92
625	789,96
650	823,09
675	859,52
700	1008,16
705	1060,00
710	1130,36
715	1231,30
720	1388,33
725	1666,15
730	2291,25
732	2833,00
734	3916,50
735	5000,00
736	4109,00
738	3090,71
740	2525,00
750	1482,89
760	1159,48
780	908,67
800	803,26
900	650,44
1000	650,00
1100	650,00
1200	650,00

Specifik värmekapacitet, c_p , för stål

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Temperatur	λ (W/m°C)
20	53,33
100	50,67
200	47,34
300	44,01
400	40,68
500	37,35
600	34,02
700	30,69
800	27,36
900	27,30
1000	27,30
1100	27,30
1200	27,30

Konduktivitet för stål

Tid (min)	Temp (°C)
0	20
1	349
2	445
5	576
10	678
15	739
20	781
25	815
30	842
35	865
40	885
45	902
50	918
55	932
60	945
65	957
70	968
75	979
80	988
85	997
90	1006
95	1014
100	1022
105	1029
110	1036
115	1043
120	1049

Standardbrandkurvan, ISO 834

Emissivitet = 0,7

Värmeövergångstal = 25 W/m²°C

Absoluta nollpunkten = -273 °C

Stefan Boltzmanns konstant = $5,67 \cdot 10^{-8}$ W/m²K⁴

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Bilaga B – Reduktionstal och reducerad hållfasthet för betong, stål och armering.

Betong C30/37:

Temperatur	k_{θ}	$f_{d,\theta}$
20	1,00	25,00
100	1,00	25,00
200	0,95	23,75
300	0,85	21,25
400	0,75	18,75
500	0,60	15,00
600	0,45	11,25
700	0,30	7,50
800	0,15	3,75
900	0,08	2,00
1000	0,04	1,00
1100	0,01	0,25
1200	0,00	0,00

Del av tabell 3.1 i EC2-1-2

Armering B500B:

Temperatur	k_{θ}	$f_{d,\theta}$
20	1,00	543,48
100	1,00	543,48
200	1,00	543,48
300	1,00	543,48
400	1,00	543,48
500	0,78	423,91
600	0,47	255,43
700	0,23	125,00
800	0,11	59,78
900	0,06	32,61
1000	0,04	21,74
1100	0,02	10,87
1200	0,00	0,00

Del av tabell 3.2a i EC2-1-2

Konstruktionstål, S355 J2G3:

Temperatur	k_{θ} (stål)	$f_{d,\theta}$
20	1,00	422,62
100	1,00	422,62
200	1,00	422,62
300	1,00	422,62
400	1,00	422,62
500	0,78	329,64
600	0,47	198,63
700	0,23	97,20
800	0,11	46,49
900	0,06	25,36
1000	0,04	16,90
1100	0,02	8,45
1200	0,00	0,00

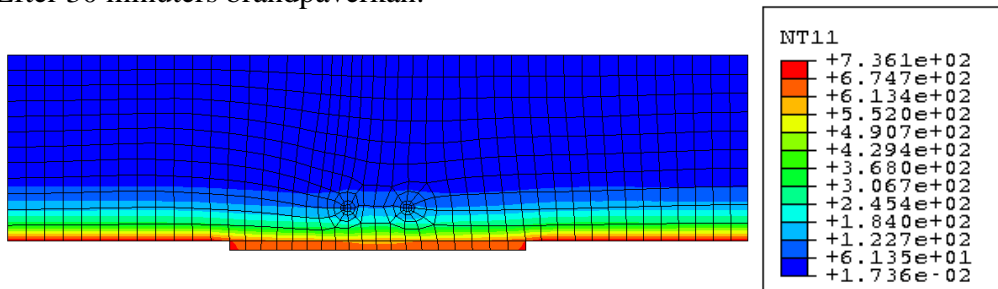
Del av tabell 3.1 i EC3-1-2

Bilaga C – Temperaturfält

Temperaturfält från Brigade efter 30, 60, 90 och 120 minuters brandpåverkan.

Modell 1, armering:

Efter 30 minuters brandpåverkan:



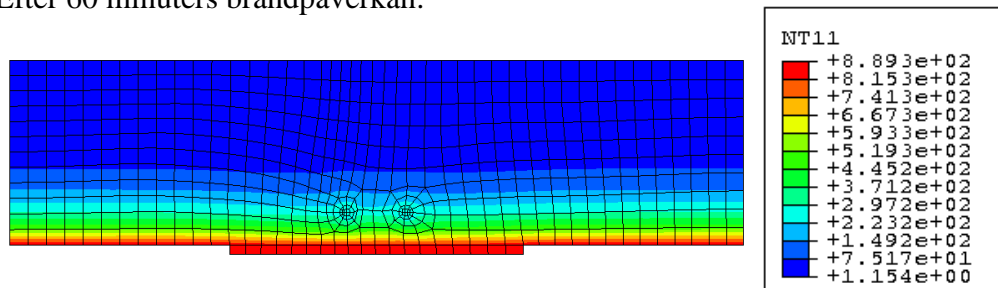
Medeltemperaturerna för materialen efter 30 minuter;

Underfläns – 650 °C

Brandarmering – 125 °C

Betong – < 200 °C

Efter 60 minuters brandpåverkan:



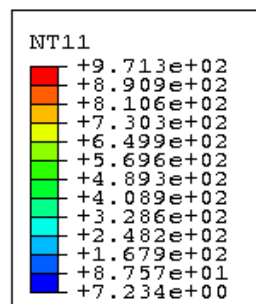
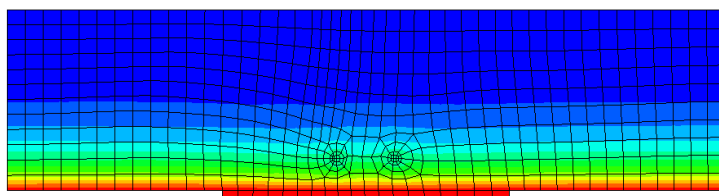
Medeltemperaturerna för materialen efter 60 minuter;

Underfläns – 875 °C

Brandarmering – 265 °C

Betong – < 200 °C

Efter 90 minuters brandpåverkan:



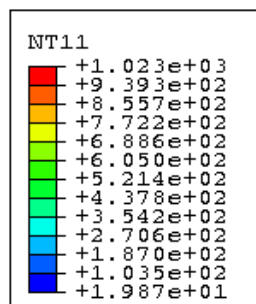
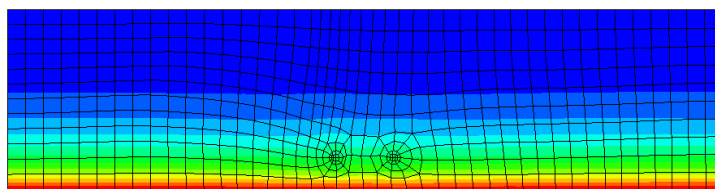
Medeltemperaturerna för materialen efter 90 minuter;

Underfläns – 960 °C

Brandarmering – 370 °C

Betong – < 200 °C

Efter 120 minuters brandpåverkan:



Medeltemperaturerna för materialen efter 120 minuter;

Underfläns – 1025 °C

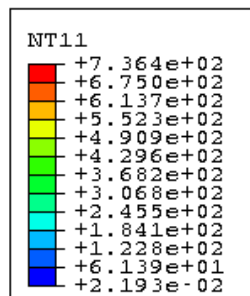
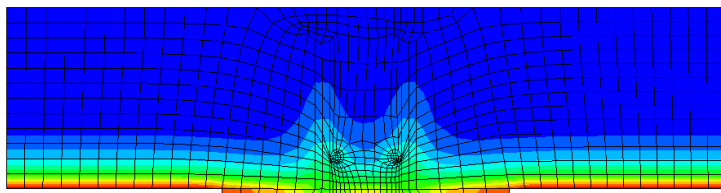
Brandarmering – 440 °C

Betong – < 200 °C

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Modell 2, studs och armering:

Efter 30 minuters brandpåverkan:



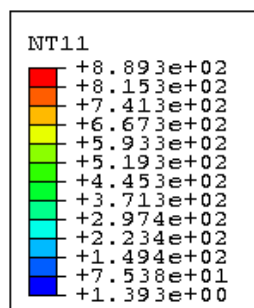
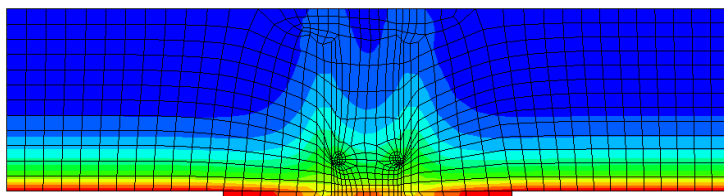
Medeltemperaturerna för materialen efter 30 minuter;

Underfläns – 520 °C

Brandarmering – 215 °C

Betong – < 200 °C

Efter 60 minuters brandpåverkan:



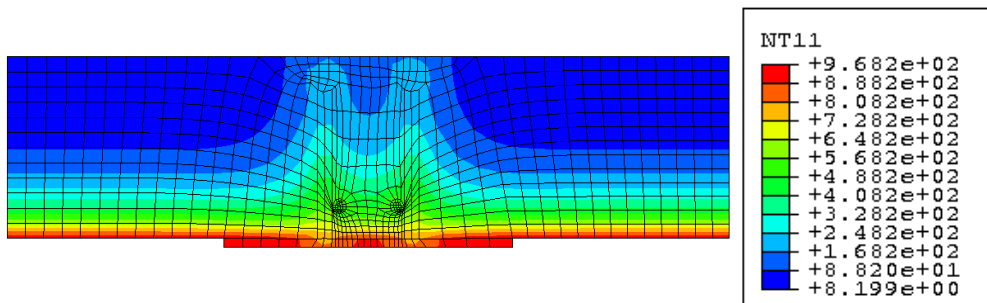
Medeltemperaturerna för materialen efter 60 minuter;

Underfläns – 750 °C

Brandarmering – 420 °C

Betong – < 200 °C

Efter 90 minuters brandpåverkan:



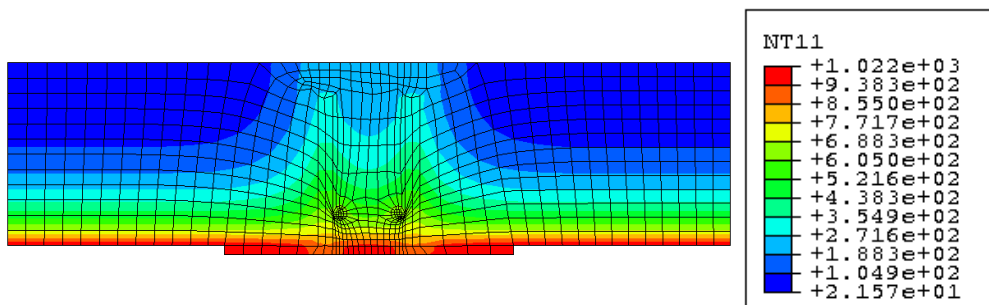
Medeltemperaturerna för materialen efter 90 minuter;

Underfläns – 890 °C

Brandarmering – 540 °C

Betong – < 200 °C

Efter 120 minuters brandpåverkan:



Medeltemperaturerna för materialen efter 120 minuter;

Underfläns – 950 °C

Brandarmering – 625 °C

Betong – 240 °C

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Bilaga D – Relativ bärförmåga

Moment och relativ bärförmåga för bjälklagen efter 30, 60, 90 och 120 minuters brandpåverkan.

Modell 1, Betongtvärsnitt med armering och underfläns:

Modell 1	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	$(M_d =)$ 392,02	1,00
Brandvaraktighet 30 min	306,29	0,78
Brandvaraktighet 60 min	217,49	0,55
Brandvaraktighet 90 min	208,82	0,53
Brandvaraktighet 120 min	189,48	0,48

t = 200 mm

Modell 1	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	$(M_d =)$ 731,48	1,00
Brandvaraktighet 30 min	565,68	0,77
Brandvaraktighet 60 min	406,68	0,56
Brandvaraktighet 90 min	391,41	0,54
Brandvaraktighet 120 min	353,99	0,48

t = 325 mm

Modell 1	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	$(M_d =)$ 935,15	1,00
Brandvaraktighet 30 min	721,31	0,77
Brandvaraktighet 60 min	520,19	0,56
Brandvaraktighet 90 min	500,96	0,54
Brandvaraktighet 120 min	452,69	0,48

t = 400 mm

Modell 2, Betongtvärsnitt med studs, armering och underfläns:

Modell 2	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	($M_d =$) 392,02	1,00
Brandvaraktighet 30 min	414,21	1,06
Brandvaraktighet 60 min	242,31	0,62
Brandvaraktighet 90 min	153,33	0,39
Brandvaraktighet 120 min	101,67	0,26

t = 200 mm

Modell 2	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	($M_d =$) 731,48	1,00
Brandvaraktighet 30 min	766,60	1,05
Brandvaraktighet 60 min	448,87	0,61
Brandvaraktighet 90 min	282,03	0,39
Brandvaraktighet 120 min	184,33	0,25

t = 325 mm

Modell 2	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	($M_d =$) 935,15	1,00
Brandvaraktighet 30 min	978,03	1,05
Brandvaraktighet 60 min	572,81	0,61
Brandvaraktighet 90 min	359,04	0,38
Brandvaraktighet 120 min	233,93	0,25

t = 400 mm

Modell 2 karakteristiska värden:

Modell 2 <i>Karakteristisk</i>	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	452,31	1,00
Brandvaraktighet 30 min	380,48	0,84
Brandvaraktighet 60 min	224,12	0,50
Brandvaraktighet 90 min	141,47	0,31
Brandvaraktighet 120 min	93,08	0,21

t = 200 mm

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Modell 2 <i>Karakteristisk</i>	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	822,39	1,00
Brandvaraktighet 30 min	690,13	0,84
Brandvaraktighet 60 min	410,70	0,50
Brandvaraktighet 90 min	258,58	0,31
Brandvaraktighet 120 min	168,12	0,20

t = 325 mm

Modell 2 <i>Karakteristisk</i>	M_{brand} (kNm)	Relativ bärförmåga
Kall konstruktion 20 grader	1044,44	1,00
Brandvaraktighet 30 min	875,92	0,84
Brandvaraktighet 60 min	522,65	0,50
Brandvaraktighet 90 min	328,66	0,31
Brandvaraktighet 120 min	213,14	0,20

t = 400 mm

Bilaga E – Moment för bjälklagen

Total last för balken med ett bjälklag 200 mm:

$$q_{egen} = 0,2 \cdot 6,5 \cdot 24 = 31,2 \text{ kN/m}$$

Lokaltyp	Lastkomb.	Dim utbredd last, q_d kN/m	$M_d = ql^2/8$	Kontroll $M_d < M_{brand} (20)$	$M_d/M_{brand} (20)$
A	Brott	50,80	268,29	<392,02 OK	0,68
B	Brott	52,72	278,43	<392,02 OK	0,71
C	Brott	54,79	289,35	<392,02 OK	0,74
D	Brott	60,27	318,32	<392,02 OK	0,81
A	Brand	39,12	206,60		0,53
B	Brand	40,12	211,91		0,54
C	Brand	41,13	217,21		0,55
D	Brand	43,14	227,83		0,58

Total last för balken med ett bjälklag 325 mm:

$$q_{egen} = 0,325 \cdot 6,5 \cdot 24 = 50,7 \text{ kN/m}$$

Lokaltyp	Lastkomb.	Dim utbredd last, q_d kN/m	$M_d = ql^2/8$	Kontroll $M_d < M_{brand} (20)$	$M_d/M_{brand} (20)$
A	Brott	75,76	400,08	<731,48 OK	0,55
B	Brott	77,68	410,22	<731,48 OK	0,56
C	Brott	79,60	420,36	<731,48 OK	0,57
D	Brott	83,44	440,65	<731,48 OK	0,60
A	Brand	59,43	313,87		0,43
B	Brand	60,44	319,18		0,44
C	Brand	61,44	324,49		0,44
D	Brand	63,45	335,10		0,46

Brandtekniska egenskaper för samverkansbalk

Total last för balken med ett bjälklag 400 mm:

$$q_{egen} = 0,4 \cdot 6,5 \cdot 24 = 62,4 \text{ kN/m}$$

Lokaltyp	Lastkomb.	Dim utbredd last, q_d kN/m	$M_d = ql^2/8$	Kontroll $M_d < M_{brand}(20)$	$M_d/M_{brand}(20)$
A	Brott	90,73	479,15	<935,15 OK	0,51
B	Brott	92,65	489,29	<935,15 OK	0,52
C	Brott	94,57	499,44	<935,15 OK	0,53
D	Brott	98,41	519,72	<935,15 OK	0,56
A	Brand	71,62	378,24		0,40
B	Brand	72,62	383,55		0,41
C	Brand	73,63	388,85		0,42
D	Brand	75,64	399,47		0,43