Examensarbete

Byggingenjör 180 hp

Branddimensionering av betongpelare enligt Eurokod

Jämförelsestudie mellan Zonmetoden och Tabellmetoden

Byggteknik 15 hp

Halmstad 2020-09-12

Andreas Händig & Johannes Fridlund

HÖGSKOLAN
I HALMSTAD

Sammanfattning

Under den senare delen på 2010-talet så har stort fokus varit på byggandets klimatpåverkan och då framför allt betongindustrins. Flera företag profilerar sig genom att vara klimatsmarta och många tankar kring ny teknik för att möjliggöra byggnationer idag med mindre klimatpåverkan.

Det finns flera satsningar som kan göras men som används i liten skala idag och en av dem är att minska användandet av onödigt mycket betong inom konstruktioner, genom att använda de regelverk vi redan har idag för att uppnå detta. Det är denna fråga vi har fokuserat på i detta examensarbete.

I dagsläget är det tillåtet att dimensionera betongpelare med avseende på brand på tre olika sätt. Tabellmetod, förenklade beräkningar och avancerande metoder. Där man delar in förenklade beräkningarna i två kategorier, 500^0C och zonmetoden. Fokus för detta arbete kommer vara på zonmetoden. Vi kommer analysera en fiktiv betongpelare med brandmotstånd R60 och R90. Därefter jämför vi resultat med tvärsnittet som hade behövts för en pelare dimensionerad med tabellmetoden.

Vi kan genom vår rapport dra slutsatsen att genom relativt enkla beräkningar minska behovet av betong för en pelare med mer än 36%, genom att följa de regler och förordningar som redan gäller idag. Detta får till följd att man kan kraftigt minska klimatavtrycket, dock till följd av mer omfattande beräkningar, som skulle kunna minska med mer omfattande beräkningsprogram.

Nyckelord: SAFIR, BETONG, EUROKOD, NOMINELLT BRANDFÖRLOPP, ZONMETODEN, BETONGPELARE

Abstract

One of the biggest challenges of our time is the climate change. With a rapid change in focus for a more substantiality in structural design. This means that we need to reduce this sector emissions and we have with this paper shown how one way of this is possible. And that is to reduce the amount of concrete in the structure without compromising security or the structural integrity.

This report shows that if constructors wants, there is ways to make this happen already today without making changes in the law or regulations. If building constructers use the zone method, they can reduce the use of concrete with more than 36% concrete pillar showed by this report.

We have trough this paper discovered the main obstacle with calculations and use of the zone method is the temperature and unclarity with the method in the Eurocodes. We want to highlight the opportunity's this method gives constructors to make more environmental choices.

KEYWORD: SAFIR, CONCRETE, EUROCODE, ISO-STANDARD FIRE CURVE, ZONE METHOD, CONCRETE COLUMNS

Förord

Vi vill tacka Stomkon för stöttningen under detta examensarbete med böcker och kunskap. Det har varit helt avgörande för framgången av detta arbete. Vi vill även tacka Kristian Dahl Hertz som hjälpt oss hitta rätt och stöttat oss med förstahandskunskap om zonmetoden och verktyg för att använda den. Även ett stort tack till Peter Söderström och Willhelm Sunesson på WSP för deras hjälp med förståelse för brandskydd och beräkningarna med SAFIR.

Slutligen våra lärare Göran Nilsson för kursiteraturen för dimensionering av betongpelare samt vår handledare Åke Spångberg för tips och råd till rapportskrivning, samt de vänner som läst igenom och kommit med värdefull feedback.

Andreas Händig & Johannes Fridlund

Halmstad, maj 2020

Beteckningar

A_c	Betong area	[m^2]
A_s	Armeringsarea	[m^2]
a	Avstånd till tyngdpunkten	[m]
a_z	Skadad betongzon	[m]
d	Effektiv höjd	[m]
e_i	Excentricitet för enskilda bärvärksdelar utsatt för endast normalkraft	[m]
e_2	Andra ordningens utböjning	[m]
E_{cd}	Dimensionerande elasticitetsmodul betong	[GPa]
$E_{cd}*I_c$	Betongtvärsnittets böjstyvhet	[Nm^2]
E_s	Dimensionerande elasticitetsmodul armering	[GPa]
E_s*I_s	Armeringens böjstyvhet	[Nm^2]
f_{cd}	Dimensionerande tryckhållfasthet för betong	[MPa]
f_{yd}	Dimensionerade draghållfasthet	[MPa]
H	Höjd	[m]
h_0	Fiktiv tjocklek	[m]
i_c	Tröghetsradie (betong)	[m]
I_c	Yttröghetsmoment (betongtvärsnittet)	[m^4]
i_s	Tröghetsradie (armering)	[m]
I_s	Yttröghetsmoment (armering)	[m^4]
$K_c(\Theta_M)$	Reduktionsfaktorn för betong vid medelpunkten	
$K_{c,m}$	Reduktionsfaktor för betong	
$K_{c,Es}(\Theta)$	Reduktionsfaktor för elasticitetsmodul (armering)	
$K_f(\Theta)$	Reduktionsfaktor för armering	
k_r	Korrektions-faktor som beror på normalkraften	
k_φ	Faktor för krympning	
l_0	Knäckningslängd	[m]
m	Relativ moment	
M_{ED}	Dimensionerade moment	[kNm]
M_{0Ed}	Första ordningens moment	[kNm]

M_2	Andra ordningens moment	[kNm]
M_{min}	Minsta tvärsnittsmoment	[kNm]
n_z	Antal zoner	[st]
n	Relativ normalkraft	
n	Lastnivå	
η	Lastutnyttjandegrad	
N_b	Knäckningslast baserad på nominell styvhet	[kN]
N_{ED}	Brottgränslast	[kN]
$N_{ED,fi}$	Olyckskast (Brandlast)	[kN]
$N_{ED,kvasi}$	Bruksgränslast	[kN]
$N_{RD,fi}$	Bärförmåga vid brand	[kN]
$\frac{1}{r}$	Krökning	[m]
r_m	Momentkvot	
t	Betongtäcksikt	[m]
u	Tvärsnittets omkrets	[m]
W	Bredd	[m]
ψ	Faktorer som definierar representativa värden på variabla laster	
φ	Kryptal	
φ_{ef}	Effektiv kryptal	
ε_{yd}	Dimensionerade sträcktöjning (armering)	
λ	Slankhetstal	
λ_{lim}	Slankhetskriterium	
ω	Mekaniskt armeringsinnehåll	
θ_i	Imperfektion i form av lutning	
α_{cc}	Beaktar tryckhållfasthetens långtidsegenskaper och ogynnsamma effekter av lastpåföringssätt.	
α_h	Reduktionsfaktor för höjd	
α_m	Reduktionsfaktor för antal delar	
μ	Utnyttjandegrad	

Betäckningar med ett index (*fi*) samt (*Red*) är under brandförhållanden.

Innehåll

1 Inledning 1
1.1 Bakgrund 1
1.2 Problembeskrivning 1
1.3 Syfte och mål 2
1.4 Metod 2
1.5 Avgränsning 2
2 Brandteknik 3
2.1 Allmänt om brandförlopp 3
2.1.1 Brandförlopp enligt Eurokoderna 4
2.1.2 Nominella brandförlopp 5
2.1.3 Naturligt brandförlopp 5
2.2 Brandteknisk klassificering enligt EKS 6
2.3 Brandspecifikationer och branddimensionering enligt Eurokoderna 9
2.3.1 Tabellmetoden 9
2.3.2 Förenklade metoder 11
2.3.3 Avancerad metod 11
2.4 Brandpåverkan på material 12
2.4.1 Betong 12
2.4.2 Explosiv spjälkning 13
2.4.3 Armering 13
2.5 SAFIR 14
3 Genomförande 15
4 Branddimensionering av betongpelare 16
4.1 SAFIR Beräkningar 17
4.2 Beräkningsgång zonmetod 17
4.3 Dimensionerande laster samt materialdata för tvärsnittet 19
4.4 Dimensionering enligt styvhetsmetoden 24
4.5 Dimensionering enligt krökningsmetoden 26
4.6 Kontroll med hjälp av Interaktionsdiagram 27
4.7 Tabellmetoden 28
5 Resultat 29
5.1 Resultat från SAFIR beräkningar 29

5.2 Resultat från Zonmetoden 31
5.3 Resultat av dimensionerande laster 34
5.4 Resultat från Styvhetsmetoden och Krökningsmetoden 34
5.5 Resultat interaktionsdiagram 37
5.6 Resultat från Tabellmetoden 38
6 Analys 39
7 Diskussion 39
8 Slutsats 41
9 Fortsatta studier 42
10 Referenser 43
Bilaga A: Handberäkningar för betongpelare vid R60 & R90 brand
Bilaga B: Handberäkningar för tabellmetoden

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Med fokus på hållbarhets- och miljöfrågor är viljan att minska materialåtgången väldigt stor, speciellt material som har större miljöpåverkan så som byggnadsmaterialet betong.

När man frågar brandingenjörer och konstruktörer hur de branddimensionerar betongpelare, nämner samtliga att de använder sig av tabellmetoden som finns beskrivet i Eurokoden (SS-EN 1992-1-2:2004). Tabellerna är framtagna från provtagningar och ger ett resultat på säkra sidan för vanliga bärverksdelar så som pelare, enligt Eurokoden (SS-EN 1992-1-2:2004). I Eurokoden beskrivs ytligare två branddimensioneringsmetoder, den förenklade metoden som är indelat i två separata metoder, 500˚C isotermmetoden och Zonmetoden, samt den avancerade metoden. Dock används inte 500˚C isotermmetoden och Zonmetoden av konstruktörer och brandingenjörer så ofta då de är väldigt komplicerade och tar mycket tid (Thor J, 2012). Detta eftersom man upplever 500˚C isotermmetoden och zonmetoden som komplicerad och svårtydda i Eurokoderna.

I ett tidigare examensjobb gjord av (Santesson, Li, 2013), jämförde man tabellmetoden och en av de förenklade metoderna, 500˚C isotermmetoden, på cirkulära betongpelare. Resultatet av denna studie visade att man kunde minska betongpelarens tvärsnitt gjord med tabellmetoden med 25% om man utförde enligt 500˚C isotermmetoden istället. Detta skulle medföra stora besparingar på miljön genom att man minskar materialåtgången och även kostnaden per betongpelare.

Vi har därför valt att gå in djupare in i ämnet och undersöka om det är möjligt att förenkla zonmetoden och den beräkningsgång som idag är väldigt svårtolkad i Eurokoden. Detta anser vi är viktigt eftersom en användning av zonmetod skulle troligen minska mängden betong som behövs jämfört med konstruktioner idag.

1.2 Problembeskrivning

Betongpelare används med stor fördel då man vill uppnå höga våningshöjder eller möjliggöra öppnare planlösningar. Man ser betongpelare antigen som fristående pelare eller inbyggda i innerväggen, där tvärsnittet spelar en stor roll, då innerväggen måste göras breddare.

I Eurokoderna beskrivs tre dimensioneringsmetoder, där tabellmetoden är den metod som de flest brandingenjörer och konstruktörer använder sig av. (Isaksson et al, 2017).

Varför används inte 500˚C isotermmetoden och zonmetoden idag? Hur mycket skiljer det mellan tabell- och zonmetoden? Beror den låga användningen av denna metod på en generell kunskapsbrist konstruktörer?

Efter dessa frågor kom vi fram till följande frågeställningar:

- Kan en kvadratisk betongpelare som dimensioneras med zonmetoden få ett mindre tvärsnitt om man använder tabellerade data från tabellmetoden?
- Hur dimensioneras en betongpelare med hjälp av zonmetoden när betongtvärsnittet är större än 300x300 mm?

1.3 Syfte och mål

Syftet med rapporten är att analysera hur en förenklad beräkningsgång med Zonmetoden kan utföras.

Målet med rapporten är att genom denna metod kunna analysera om beräkningar med Zonmetoden resulterar i att en mindre tvärsnittsarea på kvadratiska betongpelare kan användas jämfört med beräkningar utförda med Tabellmetoden, samt göra en tydlig beräkningsgång för användandet av zonmetoden.

1.4 Metod

För att förstå hur brand påverkar betongpelare gjorde vi en litteraturstudie där vi systematisk tog fram fakta om brand, hur betongpelare beter sig vid brandsituationen samt vad som har gjorts tidigare i området.

Sedan satte vi oss in i Eurokoderna och EKS 11 för att få en samlad bild hur betongpelare som påverkas av brand beräknas fram.

Utifrån informationen från litteraturstudien samt Eurokoderna och EKS 11 tog vi fram en kvadratisk betongpelare som vi använde som modell i rapporten samt i FEM-programmet SAFIR. Där vi utförde datorsimuleringar för att se hur temperaturfördelningen såg ut i betongpelartvärsnittet.

Temperaturerna användas sedan för att ta fram reduceringsfaktorer för bland annat betongens och armeringsjärnens hållfasthet samt reduceringsfaktorer för betongpelartvärsnittet.

Där efter gjordes traditionella beräkningar på betongpelare enligt Eurokoderna. Där resultatet från dimensioneringen med hjälp av zonmetoden jämfördes med resultatet från tabellmetoden för att se skillnaderna mellan kraven på tvärsnitt.

1.5 Avgränsning

Rapporten är begränsade till enbart kvadratiska betongpelare som är slakarmerade samt exponeringsklasserna XC0 och XC1.

I denna rapport tog vi endast hänsyn till standardbrand ISO 834 när vi gjorde våra beräkningar. Vi dimensionerade enligt svenska standarder, med hjälp av den förenklade zonmetoden.

Resultaten jämförs mellan tabellmetoden och våra beräkningar på zonmetoden. I exjobbet har vi använt oss av betong med hållfasthet på mindre än 50 MPa.

2 Brandteknik

2.1 Allmänt om brandförlopp

Det krävs tre faktorer för att en brand ska uppstå: syre, brännbart material och hög värme. När brännbart material blir varmt börjar brännbara gaser ifrån materialet att avges och när dessa gaser antänds har brand uppstått. Gaserna stiger samt ansamlas tillsammans med sot och varm luft vid taket. Detta brandgaslager strålar värme ned mot inredningen samt personer som vistas i rummet, medan vid golvnivån så är det relativ svalt.

Detta skede kallas det tidiga brandförloppet och styrs av mängden bränsle som finns tillgängligt i lokalen. Efterhand som mer material antänds blir åtgången av mer syre betydligt större. Den största faktorn som framför allt påverkar brandförloppet i en byggnad är byggnadens utformning. Där faktorer såsom väggar och tak, öppningar mot det fria och mot intilliggande utrymmet, antändningshastighet hos materialen runt omkring, termiska egenskaper i rummet, mekanisk ventilation, med mera har betydelse (Bengtsson, S, et al, 2017).

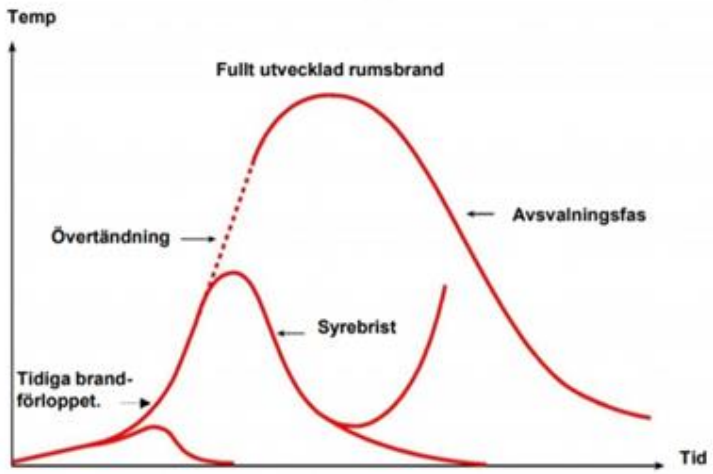
I takt att mer material antänds i rummet samt att syreintaget ökar desto varmare i rummet blir det. När det blir tillräckligt varmt i rummet under det tidiga brandförloppet kan det leda till övertändning som är nästa steg i brandförloppet och innebär att allt i rummet har antänts. Hur tidigt övertändningsskedet sker varierar beroende på den initiala branden och rummets geometri (Bengtsson, S, et al, 2017).

Definitionen på övertändning är oklar men enligt ISO (Internationella standardiseringsorganisationen) beskrivs övertändning så här "*den snabba övergången till ett tillstånd där alla brännbara ytor i ett utrymme är involverade i branden*". Övertändning karakteriseras av en brandgastemperaturen som överstiger 500˚C, en värmestrålning mot golvet som överstiger 20 $\frac{kW}{m^2}$ och flammor som uppträder i rumsöppningarna (Bengtsson, S, el al, 2017).

Efter övertändningsskedet övergår det till en så kallat fullt utvecklad brand som karakteriseras av att temperaturen håller sig mer eller mindre konstant på 800 - 900 ˚C. Vid branddimensionering av bärande och avskiljande delar är det temperaturen hos en fullt utvecklad brand som är av störst vikt. Det är först vid fullt utvecklad brand som konstruktionens bärförmåga samt förmågan till avskiljning äventyras (Thor J, 2012).

Tidsperioden för fullt utvecklad brand styrs av mängden brännbart material som finns i rummet. Detta benämns brandbelastning och anges i energi per golv area $[\frac{J}{m^2}]$. (Bengtsson, S, et al, 2017). Det är brandbelastningens storlek som är en avgörande faktor för byggnaders konstruktion. Men brandförloppet ser olika ut för olika konstruktioner trots att brandbelastningen är den samma. Då det är beroende på bland annat takhöjd samt antal öppningar i en byggnad (Thor J, 2012).

Avsvalningsfasen är sista steget i brandförloppet, se figur 1, och anses påbörjas när 80% av brandbelastningen har förbrukats, det vill säga den tillgängliga energin. Hur länge avsvalningstiden pågår beror främst på hur länge övertändningsfasen pågått samt den omgivande konstruktionens termiska egenskaper. Det vill säga en konstruktion med en hög termisk tröghet som värms upp under branden, till exempel betongväggar, betongpelare och betongbjälklag, medför en långsammare avsvalning jämfört med till exempel lätta mineralullsisolerande träkonstruktioner (Thor J, 2012).



Figur 1-Brandförloppskurva, från MSB (Myndigheten för samhällsskydd och beredskap)

2.1.1 Brandförlopp enligt Eurokoderna

Det finns en rad olika faktorer som påverkar brandförloppet i en byggnad och med det mycket osäkerheter, till exempel storlek på öppningar i verkligheten samt hur det är möblerat i lägenheten som kan se olika ut och därmed olika brandbelastningar. Detta medför svårigheter med att exakt beräkna den teoretiska brandpåverkan på en byggnad.

I Eurokoderna finns det beskrivet två brandförlopp som kan användas för att dimensionera brandskyddet av bärande konstruktioner i byggnader, nominella brandförlopp samt naturligt brandförlopp (SS-EN 1991-1-2:2002).

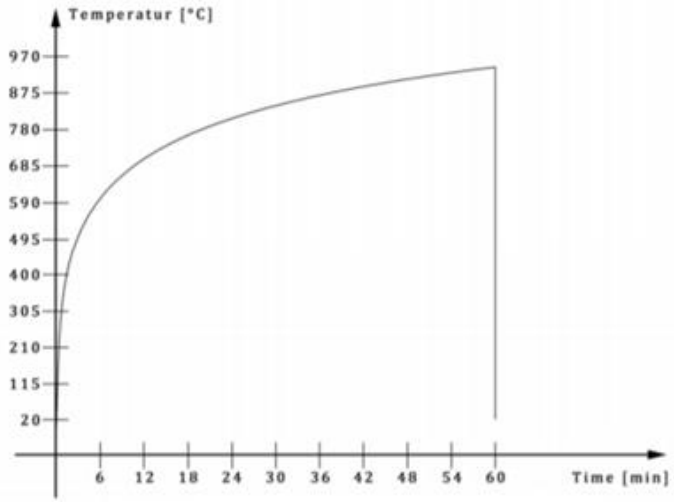
De naturliga brandförloppen som är förhållande mellan temperatur och tid är de som är mest likt ett verkligt brandförlopp, då skillnaden mellan naturligt brandförlopp och nominellt brandförlopp är att naturligt brandförlopp även innehåller avsvalningsfasen (SS-EN 1991-1-2:2002).

2.1.2 Nominella brandförlopp

Dimensionering med nominellt brandförlopp brukar också benämnas dimensionering genom klassificering. Där man utgår från ett standardiserat brandförlopp under en viss tid exempelvis en timme. I Eurokoden (SS-EN 1991-1-2:2002) anges tre nominella brandförlopp, utvändig brandkurva, kolvätekurvan och den vanligaste standardbrandkurvan även kallat ISO 834, som anger temperaturen som en funktion av tiden, se figur 2.

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot log_{10}(8t + 1) \quad [^\circ C] \quad [3.1]$$

θ_g	*Gastemperaturen i brandcellen*	[˚C]
t	*Tiden i minuter*	[min]



Figur 2-Standardbrandkurvan för brandklassning R60, enligt ISO 834

2.1.3 Naturligt brandförlopp

I Eurokoden anges två beräkningsmodeller för naturligt brandförlopp, den förenklade brandförloppsmodelen som baseras på specifika fysiska parametrar med ett begränsat användningsområde och den avancerade brandförloppsmodelen som mer tar hänsyn till gasegenskaper, massutbyte och energiutbyte.

Det är den förenklade brandförloppsmodelen som är den modellen som mest liknar standardbrandkurvan, ISO 834, och avser rumsbränder (SS-EN 1991-1-2:2002).

Brandförloppet för rumsbrand beräknas enligt, SS-EN 1991-1-2:2002 - Bilaga A med följande ekvation:

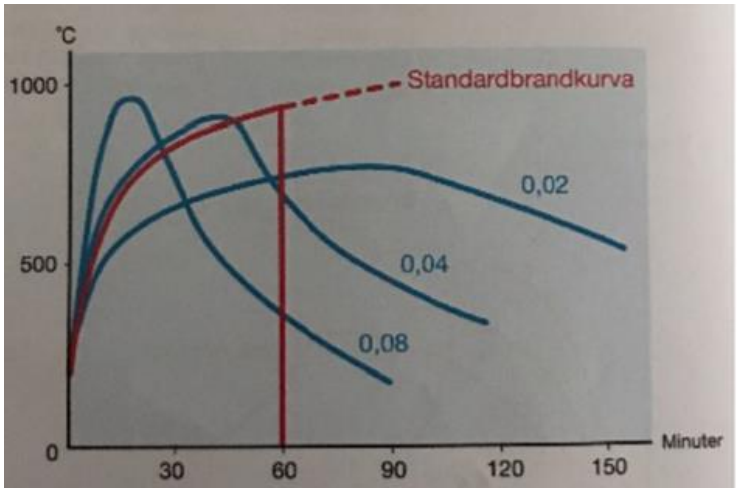
$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0{,}324e^{-0{,}2t} - 0{,}204e^{-1{,}7t} - 0{,}472e^{-19t} \quad [3.2]$$

θ_g står för temperatur-tidsförloppet under upphettningsfasen.

Naturligt brandförlopp tillämpas med begränsningen till brandceller som är mindre än $500m^2$ samt har en takhöjd på max 4 m (SS-EN 1991-1-2:2002).

Normalt måste man göra beräkningar för olika stora öppningsareor eftersom det kan vara svårt att med säkerhet veta hur stora öppningarna är i verkligheten, se figur 3, samt att känslighetsanalyser görs på det omslutande konstruktioners termiska data, för att bedöma hur detta kan påverka bärverkets temperatur och bärförmåga (Thor J, 2012).

I Eurokoderna beskrivs även i den förenklade brandförloppsmodelen en metod för att bestämma gastemperaturerna vid en lokal brand (SS-EN 1991-1-2:2002 – Bilaga C). Denna metod tillämpas när risken för övertändning är liten. Exempel på en sådan tillämpning kan vara bränder i öppna parkeringsdäck där branden kan bli lokalt begränsad till en bil eller maximalt ett par angränsande bilar (Thor J, 2012).



Figur 3- Standardbrandkurva jämför med "förenklat naturliga brandförloppet" med olika öppningsareor. (Bärande konstruktioner och brand (Thor, 2012)

2.2 Brandteknisk klassificering enligt EKS

Det finns fyra brandtekniska byggnadsklasser som byggnader delas in i BR0-BR3. Där BR0 ställer de högsta brandtekniska kraven på en byggnad. Vid klassindelningen ska hänsyn tas till sådana faktorer som påverkar utrymningsmöjligheterna samt risken för personskador vid sammanstörtning av byggnader. Kraven bestäms av våningsantal, byggnadsarea och verksamhet, (verksamhetsklass) (Fallqvist. K et al, 2016).

Hur byggnaden ska delas in i de olika byggnadsklasserna utifrån byggnadens skyddsbehov anges i (BFS 2011:26 BBR 23).

- Byggnader med mycket stort skyddsbehov ska utformas i byggnadsklass Br0
- Byggnader med stort skyddsbehov ska utformas i byggnadsklass Br1
- Byggnader med måttligt skyddsbehov ska utformas i byggnadsklass Br2
- Byggnader med lite skyddsbehov ska utformas i byggnadsklass Br3

Råd och föreskrifter på hur denna indelning bör göras beskrivs i BBR. Där byggnader med till exempel fler än 16 våningar klassar som Br0-byggnader eller sjukhus som 2 våningar klassas som Br1-byggnader.

Verksamhetsklasserna utgår hur vida utrymmena i byggnaderna används där indelningen beror på:

- Vilken utsträckning personerna har kännedom om byggnaden och dess utrymningsmöjligheter
- Om personerna till största delen kan utrymmas på egen hand
- Om personerna kan förväntas vara vakna samt
- Om förhöjd risk för uppkomst av brand förekommer eller där en brand kan få ett mycket snabbt och omfattande förlopp

Samma byggnad kan delas in i flera verksamhetsklasser (BFS 2011:26).

Byggnadsdelar ska hänvisas till brandsäkerhetsklasser utifrån risken för personskador om byggnadsdelen kollapsar under ett brandförlopp, se tabell 1. Där bedömningen ska ta hänsyn till följande faktorer (BFS 2019:1 EKS 11).

a) Risken för att personer, såsom utrymmande eller räddningspersonal, vistas i skadeområdet.
b) Sekundära effekter som kan uppstå, såsom fortskridande ras till angränsande delar av det bärande systemet.
c) Påverkan på funktioner i byggnaden som har väsentlig betydelse för utrymnings- och insatsmöjligheter.

Tabell 1- Brandsäkerhetsklassning enligt (BFS 2019:1 EKS 11)

Brandsäkerhetsklass	Risk för personskada vid kollaps av byggnadsdelen
1	Mycket liten
2	Liten
3	Måttlig
4	Stor
5	Mycket stor

Genom att indelningen i brandsäkerhetsklasser utgår ifrån byggnadsklass kan samma bärande del ha olika brandsäkerhetsklasser. Klassificeringen av två nästan identiska byggnader kan ha olika krav på brandskydd beroende på vilken sorts verksamhet som bedrivs i dem.

När brandsäkerhetsklassen är bestämd för bärverket bestäms ett brandmotstånd för varje enskild bärverksdel i byggnaden. Detta är beroende på vilket brandförlopp man dimensionerar med, om det är med nominellt brandförlopp (standardbrandkurvan) eller med naturligt brandförlopp.

När man dimensionerar enligt standardbrandkurvan ska inte byggnadsdelen kollapsa under en given tidsperiod beroende på brandsäkerhetsklass enligt tabell 2, som visar kraven på den brandtekniska klassen utifrån brandbelastning och brandsäkerhetsklass på byggnadsdelen. Där f är brandbelastningen.

Tabell 2- Krav på brandteknisk klass utifrån brandbelastning och brandsäkerhetsklass. Gäller standardbrandkurvan (BFS 2019:1 EKS 11)

Brandsäker-hetsklass	Brandteknisk klass vid brandbelastning f (MJ/m^2)		
	f ≤ 800 MJ/m^2	f ≤ 1600 MJ/m^2	f >1600 MJ/m^2
1	-	-	-
2	R15	R15	R15
3	R30 (R15*)	R30 (R15*)	R30 (R15*)
4	R60	R120 (R90*)	R180 (R120*)
5	R90 (R60*)	R180 (R120*)	R240 (R180*)

* Vid installation av automatisk vattensprinkleranläggning

Där $f \leq 800 \frac{MJ}{m^2}$ är den vanligaste som förekommer och kan vara till exempel restauranger, skolor med verksamhetsklass 2A och 2B, teater och hotell.

Byggnadsdelarna är indelade i brandtekniska klasser beroende på hur dess egenskaper bibehåller vid en brandsituation. Klasserna är bärförmåga (R), isolerande effekt (I), samt integritet/täthet (E), och följs av ett nummer som indikerar antalet minuter som bärverket skall kunna bära vid den aktuella belastningen vid standardbrandpåverkan.

Vid dimensionering med naturligt brandförlopp ska varje byggnadsdel dimensioneras för relevant brandförlopp, där bärförmågan ska bibehållas under hela brandförloppet till och med under avsvalningsfasen alternativ under en angiven tidsperiod (SS-EN 1992-1-2:2004). Detta baseras på byggnadsdelens brandsäkerhetsklass enligt tabell 3.

Tabell 3- Krav på bibehållen bärförmåga med naturligt brandförlopp, med avseende på brandsäkerhetsklass för byggnadsdelen (BFS 2019:1 EKS 11)

Brand-säkerhets klass	Brandförlopp
1	-
2	De första 15 minuterna av brandförloppet.
3	De första 30 minuterna av brandförloppet.
4	Fullständigt brandförlopp (inkl. avsvalning).
5	Fullständigt brandförlopp med 50 % ökad brandbelastning (inkl. avsvalning).

2.3 Brandspecifikationer och branddimensionering enligt Eurokoderna

Eurokoderna består idag av ett antal olika standarder som behandlar bland annat laster och de vanligaste konstruktionsmaterialen. Exempel på standarder är:
EN 1990: Eurokod 0 - Grundläggande dimensioneringsregler

EN 1991: Eurokod 1 - Laster på bärverk

EN 1992: Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner

Brand behandlas i flera av Eurokoderna, exempelvis återfinns hur lastfallet beräknas för konstruktioner utsatta för brand i (SS-EN 1990:2010). Termisk och mekanisk verkan av brand behandlas i (SS-EN 1991-1-2:2002). I (SS-EN 1992-1-1:2005) behandlas dimensionering av betongkonstruktioner i byggnader med normala temperaturförhållanden. Medan i (SS-EN 1992-1-2:2004) återfinns regler för hur betongkonstruktioner ska branddimensioneras.

I Eurokod 2 står det att syftet med brandskydd är att i händelse av brand begränsa skador för den enskilde, skador för samhället, skador för närliggande egendom och där så krävs för att begränsa påverkan på miljön eller direkt utsatt egendom.

I Eurokoderna är kraven att dimensionera konstruktionen så att bärförmågan är större än den aktuella lasten. Det vill säga, bärförmågan ska vara större än lasten som uppstår vid brand (SS-EN 1991-1-2:2002).

För att uppnå detta för betongkonstruktioner finns det tre dimensioneringsmetoder beskrivna i Eurokoderna, SS-EN 1992-1-2:2004. Där följande metoder nämns:

- Tabellmetoden (kända beprövade detaljlösningar)
- Förenklade metoder
- Avancerad metod

2.3.1 Tabellmetoden

Tabellmetoden är den metod som är vanligast förekommande vid branddimensionering. Med denna metod använder konstruktörerna tabeller som anger avståndet från armeringens tyngdpunkt till den brandpåverkade ytan samt minsta tvärsnittsmått (Isaksson et al, 2017). Eurokoden medger en förenkling av lastberäkningen, om det är oklart hur stora lasterna är. Då kan lastutnyttjande graden sättas till 0,7 (SS-EN 1992-1-2;2004).

Vid beräkningar med hjälp av tabellmetoden finns det två olika metoder man kan välja, metod A och B. De olika metoderna är belagda med olika krav som återfinns i SS-EN 1992-1-2;2004, detta varierar mellan slankhet och längdbergränsningar. Det man behöver ha vetskap om är vilken lastutnyttjandegrad man har alternativt lastnivå, vilken brandklass konstruktionsdelen har samt vilken mekaniskarmerings mängd man har. Detta är mängden stål i förhållande till mängden betong i tvärsnittet.

Tabell 4 visar till exempel att en pelare som har en brandklass (Standard brandmotstånd) på R60 vid en lastnivå på 0,7 samt ett mekaniskt armeringsinnehåll på 0,5, behöver ha ett minsta tvärsnitt på 350 mm och ett täckskikt på minst 40 mm.

Tabell 4 - Minsta tvärsnittsmått och centrumavstånd för pelare med rektangulärt eller cirkulärt tvärsnitt. Utdrag ur tabell 5.2b från SS-EN 1992-1-2;2004

Standard-brandmotstånd	Mekaniskt armeringsinnehåll ω	Minsta tvärsnittsmått (mm). Pelarbredd b_{min}/centrumavstånd a			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45

Kravet på brandmotståndet bestäms för ett bärverk eller bärverksdel, antigen baserad på klassificeringen och nominell brandförloppmodell, R15, R30, R60 etcetera, eller klassificeringen och naturlig brandförloppmodell. Då skall konstruktionens dimensioneras för att ha en bärförmåga, för klassificering eller brandförlopp, som är större än aktuell belastning vid lastfallet brand (Thor J, 2012).

Relationen mellan last vid branddimensionering och brottdimensionering kallas lastutnyttjandegrad och står för hur stor del av maximal lastkapacitet som är utnyttjad och beräknas enligt:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \qquad [3.3]$$

μ_{fi} står för lastutnyttjandegrad.
Detta används vid beräkning enligt tabellmetod A, vid beräkningar med metod B så används ett begrepp kallat lastnivå som är en mått som används för att bestämma tvärsnittet enligt tabell 4. Lastnivån beräknas enligt följande ekvation:

$$n = \frac{N_{0Ed.fi}}{0{,}7(A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd})} \qquad [3.4]$$

n står för lastnivå.
$N_{0Ed,fi}$ står för dimensionerande normalkraft vid brandfallet.

2.3.2 Förenklade metoder

I den förenklade metoden finns det två beskrivna metoder, Zonmetoden och 500˚C isotermmetoden.

- **500**˚C Isotermmetoden

I 500˚C isotermmetoden reducerar man tvärsnittet genom att all betong med en temperatur högre än 500˚C försummas, då det anses som skadat och det inte längre bidrar till bärförmågan för tvärsnittet. Medan den kvarvarande betongtvärsnittet bibehåller all sin bärförmåga. Metoden gäller slak eller spännarmerad betong som dimensioneras med hänsyn till normalkraft, böjmoment samt en kombination av dessa (SS-EN 1992-1-2;2004).

500˚C isotermmetoden är tillämpbar för standardbrandpåverkan och andra tid-temperaturförlopp, exempel naturligbrandförlopp, som ger motsvarande temperaturer i den brandpåverkade tvärsnittet. I 500˚C isotermmetoden kan även andra ordningens effekter inkluderas (SS-EN 1992-1-2;2004).

- **Zonmetod**

Zonmetoden går ut på att man delar in tvärsnittet i tre parallella zoner med lika tjocklek. I varje zon bestäms en medeltemperatur och ut efter det bestäms storleken på reduktionen för materialets mekaniska hållfasthet. Sedan beräknas den reducerande kapaciteten för varje zon som därefter adderas, för att fastställa kapaciteten för hela tvärsnittet.

Zonmetoden är mer noggrann metod än 500˚C isotermmetoden, särskilt för pelare, men mer tidskrävande och komplicerad. Metoden är tillämpbar för fullt utvecklade brandkurvor, men Eurokoden innehåller enbart data för standardbrandkurvan. Metoden rekommenderas på små tvärsnitt och slanka pelare (SS-EN 1992-1-2;2004).

2.3.3 Avancerad metod

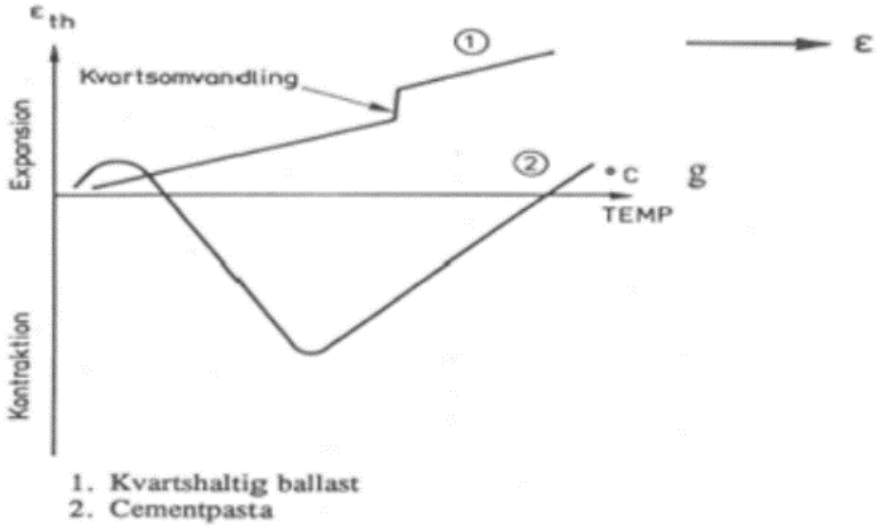
De avancerade metoderna är inte särskilt väl beskrivna i Eurokoden. Det fundamentala i denna beräkningsgång är att detta skall ge en realistisk analys av hur bärverket påverkans av brand (SS-EN 1992-1-2;2004).

I den avancerade beräkningsmetoden är den stora skillnaden att man beaktar hela byggnadens påverkan av branden. Detta gör att tvångskrafter inte får försummas på samma sätt som dessa får göras i de förenklade metoderna. Man får använda valfri temperatur och tidskurva i de avancerade metoderna men alla resultat skall valideras för att säkerställa säkerheten.

2.4 Brandpåverkan på material

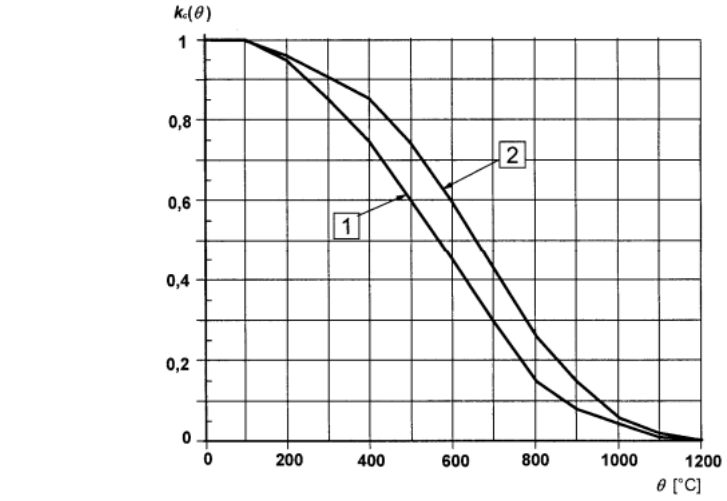
2.4.1 Betong

Betong är ett material som tål högre temperaturer, dock gör inte detta att det är opåverkat när det blir upphettat. Betong tappar snabbt sin hållfasthet i förhållande till andra material vid högre temperaturer. Eftersom betong för det mesta har stor volym och därmed en större värmekapacitet är brandmotståndet ändå högt. Detta innebär att det kan ta lång tid för temperaturen att stiga i de inre delarna av betongpelaren.



Figur 4- Diagram över volymökningen av betongensdelar beroende på temperatur, utdrag från Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktion

Under upphettningen vidgas betongpastan för att sedan krympa. Ballasten ökar däremot i volym linjärt under upphettningen. Detta visas i figur 4. Det gör att betongens struktur förstörs genom sprickbildningen då ballasten expanderar och detta medför att hållfastheten minskar (Anderberg & Pettersson 1992).



Figur 5 - Diagram över hållfasthetsförsämringen av betong beroende på temperaturen, utdrag från Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktion. Där $K_c(\theta)$ är reduktionsfaktorn för betongen.

I figur 5 visas sambandet mellan försämring av hållfastheten i betongen med avssenden på temperaturen. Denna kurva visar hur hållfasteheten snabbt försämras mellan 400-800 ˚C. Denna kurva är presenterad i SS-EN 1992-1-2:2004 och det är från denna kurva man bestämmer $K_c(\theta)$ som är en reduktionsfaktor för hållfastheten som påverkas av hur upphettad betongen blir och används i zonmetoden.

2.4.2 Explosiv spjälkning

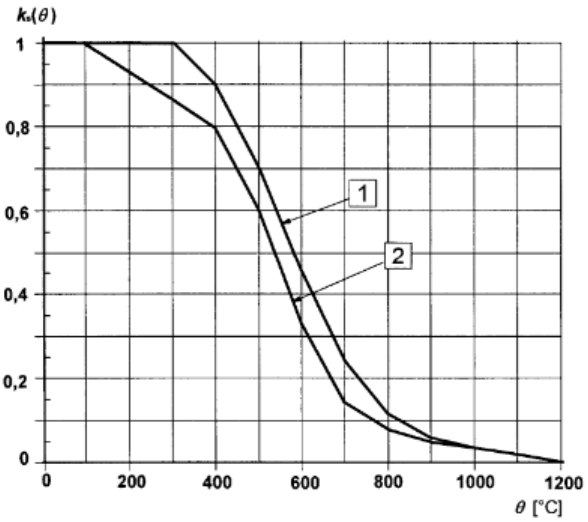
Vid upphettning av betong frigörs det kemiskt bundna vattnet i betongen och förångas. Detta bygger upp ett tryck i betongen som riskera att spränga betongen och uppstår när draghållfastheten blir lägre än trycket i porerna. Det här är ett problem som uppstår vid framförallt tät och fuktig betong. I Eurokoden är det beskrivet att explosiv spjälkning sannolikt inte uppkommer om fuktinnehållet i betongen är lägre än 3%. Där bland annat exponeringsklasserna X0 och XC1 antas tillhöra. (SS-EN 1992-1-2:2004)

Detta på grund av att betongkonstruktioner med exponeringsklasserna X0 och XC1 förekommer i byggnader med mycket låg luftfuktighet. (SS-EN 1992-1-1:2005)

2.4.3 Armering

Eftersom betong har låg draghållfasthet måste betong armeras med hjälp av armeringsstål för att minska dragpåkänningarna. Vid brand tappar stålet draghållfasthet vilket gör att detta måste skyddas med hjälp av ett täckande betongsikt. För balkar och plattor är förlusten av hållfasthet i armeringen det dimensionerande problemet (Thor J, 2012).

I Eurokoden används sträckgränsen för att förklara armeringens kvarstående kapacitet i form av töjning. I figur 6 kan reduktionsfaktor för armering stål som en funktion av temperaturen läsas ut. Av denna figur kan man se att redan vid 500 - 600 ˚C har stålet tappat ca 50% av sin hållfasthet för att helt försvinna vid ca 1000 ˚C. För exakt beräkning finns olika interpolerings ekvationer beskrivna i SS-EN 1992-1-2:2004.



1 Dragarmering (varmvalsad och kallbearbetad) för töjningar $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
2 Tryckarmering och dragarmering (varmvalsad och kallbearbetad) för töjningar $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

Figur 6- Diagram över hållfastheten för armering med avsende på temperaturen, utdrag från SS-EN 1992-1-2:2004

2.5 SAFIR

SAFIR är ett Finite Element Method (FEM) baserat datorsimuleringsprogram som har utvecklats av J.M Franssen vid Liège, Belgien (Franssen J.M, 2005)

Programmet modellerar beteendet hos byggnadsstrukturer som blir utsatta för brandpåverkan. Vilket innebär att programmet analyserar hållfastheten för ett konstruktionselement vid olika temperaturförhållanden. Där de termiska samt mekaniska egenskaperna hos armeringsjärnen och betongen följer Eurokoderna. Materialegenskaperna är ickelinjärt temperaturberoende.

SAFIR är uppdelat i två beräkningssteg:

Där det första steget börjar med en termisk analys av konstruktionselementet. Genom att bestämma vilka förhållanden för konstruktionselementet som råder, så som materialval och dimensioner, samt att de yttre påverkande faktorerna definieras, det vill säga vilken typ av brandförlopp som elementets tvärsnitt kommer utsättas för. När det gäller värmeledning för fasta material sker värmeväxlingen enligt Fouriers lag och innebär mängden värmeenergi som passerar på en tidsenhet. SAFIR beräknar temperaturfördelningen i tvärsnittet genom att visa temperaturen vid olika tidpunkter.

Andra steget blir att applicera tvärsnittets temperaturhistoria, som togs fram i första steget, på bärverket. Det finns flera val efter detta då man kan antigen låta det valda bärverket utsättas för konstant temperaturökning per tidsenhet, det vill säga att den följer standardbrandkurvan, eller att man använder en temperaturprofil av tvärsnittet från ett specifikt tidssteg, till exempel 30/60/90 minuter. Båda metoderna ger samma information om utböjningen, böjmomentet, spänningen etc. Med denna information kan slutsatser dras om bärverkets kapacitet klarar av de påverkande krafterna eller om den överskrids (Franssen J.M, 2005) och (Franssen J.M & Gernay T, 2017).

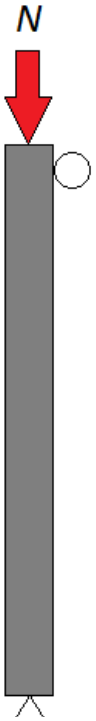
3 Genomförande

I detta examensarbete har vi gjort en modell av en kvadratisk betongpelare som exponeras för brand i 60 minuter respektive 90 minuter med följande indata i modellen:

Indata

Geometri:

Pelaren bredd (W)	400 mm
Pelaren höjd (H)	400 mm
Pelarlängd (L)	3,3 m
Betongsikt (t)	34 mm
Upplagsförhållande	ledad i båda ändar
Antal parallella zoner (n)	10 st



Figur 7 - Lastuppställning

Betong:

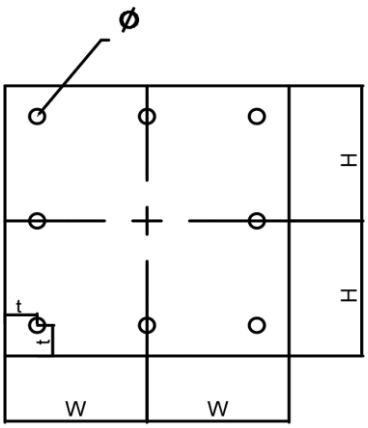
Kvalitet	C30/37
Karakteristisk tryckhållfasthet (f_{ck})	30 MPa
Karakteristisk elasticitetsmodul (E_{cm})	33GPa

Armering:

Armerings:	8Ø16
Karakteristisk sträckgräns:(f_{yk})	500 MPa
Karakteristisk Elasticitetsmodul:(E_{sk})	200 GPa
Exponeringsklass:	XC1

Karakteristiska laster: (Antagna)

Permanent last: (G_k)	1800 kN
Snölast: (S_k)	210 kN
Nyttig last: (Q_k)	77 kN
Säkerhetsklass:	3



Figur 8 - Pelartvärsnitt

Vi har även utfört SAFIR beräkningar dels för att få en noggrannare temperaturfördelning i pelartvärsnittet jämfört med temperaturfördelningsdiagrammen i Eurokoderna och för att de endast finns temperaturfördelningsdiagram för pelare med ett tvärsnitt på 400x400mm.

Vi bestämde först vilka förhållanden som betongpelaren hade, så som dimensionerna, samt vilket typ av brandförlopp som betongpelarens tvärsnitt skulle utsättas för. I denna modell var betongpelarens tvärsnitt 400x400mm samt att betongpelaren utsättas för konstant temperaturökning per tidsenhet, det vill säga att den följer standardbrandkurvan (ISO-834) som innebär mindre komplicerade beräkningar. Där branden varade i 60 respektive 90 minuter.

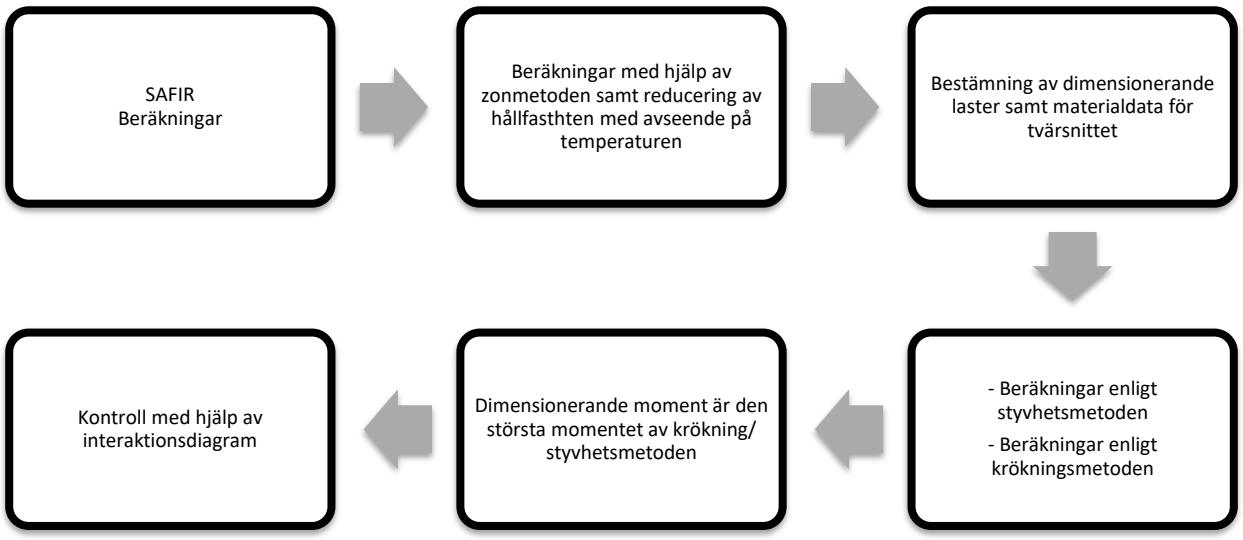
Vid dimensionering med tabellmetoden används kapitel 5.3 i SS-EN 1992-1-2:2004, där det finns 2 metoder beskrivna med olika villkor. Vi använder oss av metoden B på grund av att vår pelare inte är mindre än 3 meter som är ett villkor för att använda Metod A i SS-EN 1992-1-2:2004.

Vi jämförde sedan resultaten från hållfasthetsberäkningarna från zonmetoden med tabellmetoden för att kunna påvisa vilken dimensioneringsmetod som ger minsta tvärsnittet.

4 Branddimensionering av betongpelare

I denna del har vi gjort en samanställning och tydligare beräkningsgång för branddimensionering av betongpelare baserat på Eurokoderna. Denna beräkningsgång har använts för att ta fram en betongpelare som sedan kommer jämföras med tabellmetoden.

Hur denna beräkningsgång är upplagd vissas i figur 9. Fullständiga beräkningar visas i bilaga A.



Figur 9 - Beräkningsgång för branddimensionering av betongpelare

4.1 SAFIR Beräkningar

För att bestämma temperaturfördelningen för pelartvärsnittet användes FEM-programmet SAFIR som beräknar fram temperaturer i tvärsnittet för olika tidpunkter.

Det modellerades in 8 Θ16 järn som var placerade med ett t-avstånd från kant på 34 mm enligt figur 8. Detta för att få en så jämn temperaturfördelning som möjligt över armeringsjärnen.

Avståndet mellan noderna bestämdes till 1mm för att få en noggrannare avläsning när man bestämmer temperaturerna. Nodnumrering sker automatiskt i SAFIR.

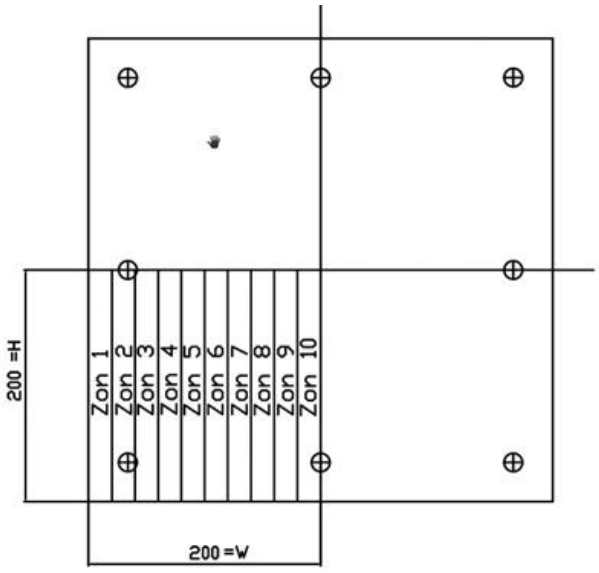
4.2 Beräkningsgång zonmetod

Zonmetoden används för att beräkna fram reduktionsfaktorer som skall reducera pelarens betong och armerings hållfasthet samt beräkna den nya reducerade betongtvärsnittet för pelaren.

Nedan beskrivs beräkningsgången med zonmetoden enligt SS-EN 1992-1-2:2004 - Bilaga B. Där reduktionsfaktorn tas fram samt den skadade zonen vid brand.

1. Dela upp tvärsnittet i zoner

Tvärsnittet delas in i minst 3 parallella zoner (rektangulära element) med samma tjocklek inom halva bredden enligt SS-EN 1992-1-2:2004 - Bilaga B. I detta examensarbete delas tvärsnittet in i 10 parallella zoner inom halva bredden för att få en större noggrannhet, se figur 10.



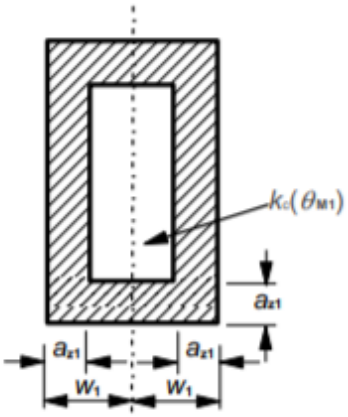
Figur 10 - Zonindelningen av Pelartvärsnittet

2. Bestäm temperaturerna (Θ°) i mitten av varje zon samt i armeringsjärnen

Genom att det inte finns någon vidare förklaring för hur temperaturerna ska beräknas enligt Eurokoderna, så användes FEM-programmet SAFIR, för att bestämma temperaturerna för varje intressant punkt i det kvadratiska pelartvärsnittet. Som är mittpunkten för varje zon samt mittpunkten i armeringsjärnen.

3. Bestäm ett nytt reducerat betongtvärsnitt

Betongtvärsnittet reduceras genom att först bestämma reduktionsfaktorn $K_{c,m}$ för hela betongtvärsnittet, som är ett medelvärde för reduktionsfaktorn för ett bestämt tvärsnitt, se figur 11.



Figur 11 - Reduktion av tvärsnittet för en betongpelare exponerad för brand enligt SS-EN 1992-1-2:2004 Bilaga B

$K_{c,m}$ beräknas med uttrycket nedan:

$$K_{c,m} = \frac{\left(1-\frac{0,2}{n}\right)}{n_z}\sum_{i=1}^{n} K_c(\theta_i) \qquad [4.1]$$

Där:

n_z är antalet parallella zoner inom bredden w

w är halva bredden (hela bredden)

M är zonens nummer

Med hjälp av $K_{c,m}$ bestäms bredden av den skadade zonen, se figur 11 för pelartvärsnittet, som beräknas med uttrycket nedan:

$$a_z = W\left(1-\left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right)^{1/3}\right) \qquad [4.2]$$

Där:

$K_c(\Theta_M)$ betecknar reduktionsfaktorn för betongen vid punkten M

4. Bestäm ny reducerad draghållfasthet i armeringsjärnen

Utifrån temperaturerna i armeringsjärnen bestäms reduktionsfaktorn för varje enskilt armeringsjärn. Genom att pelaren exponeras för brand på fyra sidor kommer det vara två olika reduceringsfaktorer, där armeringsjärnen i hörnen utsätts för en större brandpåverkan jämfört med de fyra inre armeringsjärnen. Reduktionen av elasticitetsmodulen bestäms enligt tabell 3.2a i SS-EN 1992-1-2:2004.

Betongpelarens bärförmåga beräknas enligt traditionella metoder med den nya reducerade tvärsnittet samt de reducerade materialegenskaperna med hjälp av handberäkningar.

4.3 Dimensionerande laster samt materialdata för tvärsnittet

Vid dimensionering av betongpelare behöver man ta hänsyn till ett antal faktorer så som pelaren längd, tvärsnitt men även lastexcentricitet, initialkrokighet och snedställning (Isaksson et al, 2017). Handberäkningar har genomförts till stor del av beräkningar redovisade i bilaga A.

För att dimensionera betongpelare vid brandfallet behöver man kontrollera att knäckningslasten vid brand ($N_{Ed,fi}$) inte överstiger betongpelarens bärförmåga vid brand ($N_{Rb,fi}$), det vill säga:

- Kontroll om $N_{Rb,fi} \geq N_{Ed,fi}$

Därför behöver $N_{Rb,fi}$ och $N_{Ed,fi}$ bestämmas.

Lastkombinationer

Nedan visas lastkombinationer vid normala förhållanden respektive brandförhållanden som betecknas med (fi). Där och 6.10a/b är karakteristisk lastkombination och 6.11a/b är lastkombinationer för olyckslaster (SS-EN 1990:2002).

6.10a: $$N_{ED} = \gamma_d \cdot \left(1{,}35 \cdot \sum_{J \geq 1} G_{k,j} + 1{,}5 \cdot \left(\sum_{i>1}^{i} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \right) \quad [4.3]$$

6.10b: $$N_{ED} = \gamma_d \cdot \left(1{,}2 \cdot \sum_{J \geq 1} G_{k,j} + 1{,}5 \cdot \left(Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \right) \quad [4.4]$$

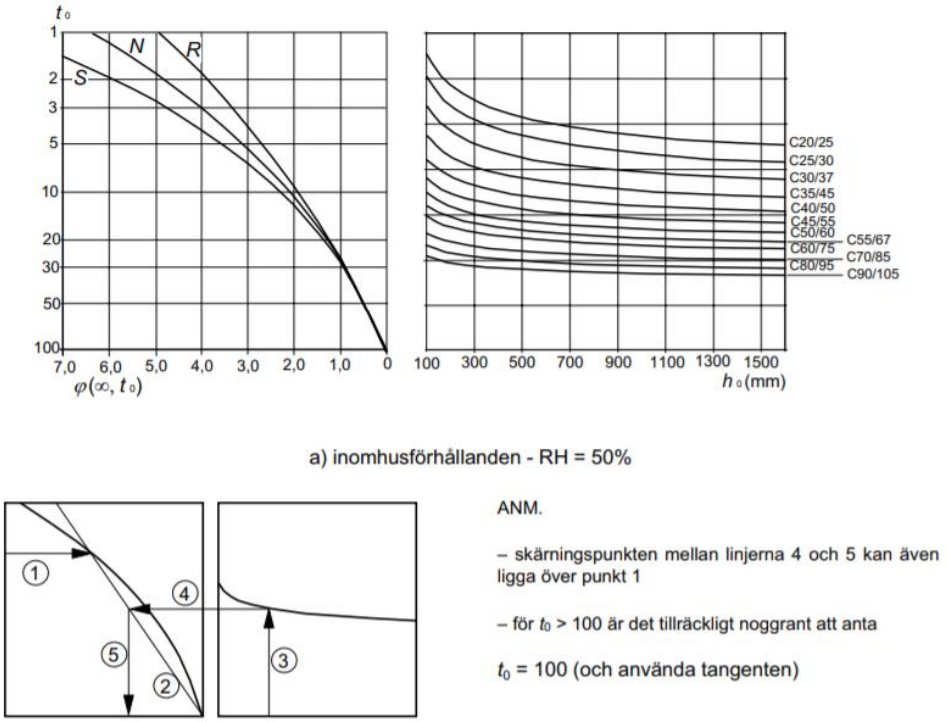
6.11a/b: $$N_{ED,fi} = \sum_{J \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4.5]$$

Materialdata Betong

Vid bärande system som exponeras för brand sätts osäkerhetskoefficienterna (γ_C) och (γ_{CE}) för betong till 1.0 som tar hänsyn till spridning av hållfasthetsvärdena, enligt SS-EN 1992-1-2:2004.

Normala förhållande	Brandförhållanden	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$	$f_{cd,fi} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{1}$	[4.6]
$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$	$E_{cd,fi} = \frac{E_{cm}}{1}$	[4.7]

Kryptalet ($\varphi(\infty, t_0)$) bestäms enligt figur 12, där den fiktiva tjockleken h_0 beräknas för normala temperaturförhållanden (SS-EN 1992-1-1:2005).



Figur 12 - Metod för att bestämma kryptalet för betong under normala miljöbetingelser, SS-EN 1992-1-1:2005 - 3.1.4

Sedan bestäms det effektiva kryptalet enligt nedan: SS-EN 1992-1-1:2005

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} \quad [4.8]$$

där:

$\varphi(\infty, t_0)$ är kryptalets slutvärde

$M_{0,Eqp}$ är första ordningens böjmoment för kvasipermanent lastkombination i bruksgränstillstånd

$M_{0,Ed}$ är första ordningens böjmoment för dimensionerande lastkombination i brottgränstillstånd

Huruvida det effektiva kryptalet skall beräknas i brandfallet finns inga anvisningar om.

Men enligt Isaksson et al, 2010 gäller att deformationen hos betong kommer att öka med tiden: materialet uppvisar krypning. Med denna definition bör deformationen för betongpelare vid brandpåverkan vara det samma. Det vill säga samma kryptal så som vid normalförhållanden kommer att användas här.

Som förenkling kan φ_{ef} beräknas enligt nedan:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{N_{Eqp}}{N_{Ed}} \quad [4.9]$$

där:

$\varphi(\infty, t_0)$ är kryptalets slutvärde

N_{Eqp} är normalkraften för kvasipermanent lastkombination i bruksgränstillstånd

N_{Ed} är normalkraften för dimensionerande lastkombination i brottgränstillstånd

Detta på grund av att betongpelaren i rapporten belastas med en centrisk last, är momentet ett resultat av oavsiktlig excentricitet, imperfektionen (e_i).

Materialdata Armering
Armeringens draghållfasthet samt sträckgränstöjning minskar vid påverkan av brand och reduceras beroende av temperatur i armeringsjärnet. Samt att osäkerhetsfaktorn (γ_S) sätts till 1.0. Enligt SS-EN 1992-1-2:2004.

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$	$f_{yd,fi} = k_f(\theta) \cdot f_{yk}$	[4.10]
$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_{sd}}$	$\varepsilon_{yd,fi} = \frac{f_{ydfi}}{k_{C,ES}(\theta) E_{sd}}$	[4.11]

Reducerat tvärsnitt, omkrets och fiktiv tjocklek
Genom att exkludera den skadade zonen (a_z) från tvärsnittet kommer ett nytt tvärsnitt, omkrets samt fiktiva tjocklek att bestämmas enligt nedan:

Normala förhållanden

$$A_C = W \cdot H \quad [4.12]$$

$$u = 2 \cdot W + 2 \cdot H \quad [4.13]$$

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_C}{u} \quad [4.14]$$

Slankhetstal & Knäckningslängd

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$l_0 = l$	$l_0 = l$	[4.15]

Knäckningslängd för en centrisk belastad pelare där båda ändar är ledade. (SS-EN 1992-1-1:2005) Knäckningslängden l_0 vid brand kan i samtliga fall antas vara lika som för normal temperatur. SS-EN 1992-1-2:2004

$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{W \cdot H^3}{12}}{W \cdot H}} = \frac{H}{\sqrt{12}}$	$i_{c,Red} = \sqrt{\frac{I_{c,Red}}{A_{c,Red}}} = \frac{H_{Red}}{\sqrt{12}}$	[4.16]
$\lambda = \frac{l_0}{i}$	$\lambda_{fi} = \frac{l_0}{i_{c,Red}}$	[4.17]

Slankhetskriterium för enskilda bärverksdelar lyder att $\lambda_{lim} > \lambda$, om detta kriterium följs kan andra ordningen moment försummas. Där λ_{lim} beräknas enligt nedan: (SS-EN 1992-1-1:2005)

$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$	$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n_{fi}}}$	[4.18]
$A = \frac{1}{(1+0{,}2 \cdot \varphi_{ef})}$	$A = \frac{1}{(1+0{,}2 \cdot \varphi_{ef})}$	[4.19]
$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$	$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$	[4.20]

Där ω är mekaniskarmeringsandel och beräknas enligt nedan: (SS-EN 1992-1-1:2005)

$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd,fi}}{A_{c,Red} \cdot f_{cd,fi}}$	[4.21]
$C = 1{,}7 - r_m$	$C = 1{,}7 - r_m$	[4.22]

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \qquad r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \qquad [4.23]$$

r_m = 1 om momenten enbart är en följd av imperfektioner eller sidolaster. Eller om r_m inte känt, får C = 0,7 användas (SS-EN 1992-1-1:2005)

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_C \cdot f_{cd}} \qquad n_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{A_{c,Red} \cdot f_{cd,fi}} \qquad [4.24]$$

Imperfektioner

För konstruktioner är det svårt att uppnå exakt den utformning som vid dimensionering. Detta måste framför allt beaktas när det kommer till pelare. Om pelaren t. ex inte är helt rak kan det resultera i ett ökat moment i pelaren och i den färdiga byggnaden. (Isaksson et al, 2010).

I SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt *"5.2 Geometriska imperfektioner"* beskrivs hur hänsyn tas till imperfektioner med hjälp av en lutning (θ_i) som kan räknas om till en excentricitet eller horisontallast beroende på vilket dimensionerings fall som är aktuell. Nedan beskrivs hur geometrisk imperfektioner beräknas fram.

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$	$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$	[4.25]
$\theta_0 = \frac{1}{200}$	$\theta_0 = \frac{1}{200}$	[4.26]
$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$	$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$	[4.27]

Dock $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$

$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$	$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$	[4.28]

Där *m* är antalet vertikala delar som bidrar till den totala inverkan. Vid enskilda bärvärksdelar definieras *l* som *"delens verkliga längd"* och *m* = 1.

$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$	$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$	[4.29]
$M_{0Ed} = e_i \cdot N_{Ed}$	$M_{0Ed} = e_i \cdot N_{Ed,fi}$	[4.30]

I Eurokoderna (SS-EN 1992-1-1:2005) beskrivs två dimensioneringsmetoder när det gäller betongpelare, styvhetsmetoden samt krökningsmetoden. Enligt EKS 11 har inga nationell val gjorts gällande användandet av metoderna. Detta innebär att båda metoderna är tillåtna. Huruvida metoderna ska användas för att bestämma största lasten beskrivs inte i Eurokoderna.

I detta examensarbete kommer båda metoderna att presenteras och den last som är mest ogynnsam av dessa två metoder kommer användas.

4.4 Dimensionering enligt styvhetsmetoden

Vid andra ordningen moment baserad på nominell styvhet bör värden på böjstyvhet användas, som tar hänsyn till inverkan på bärverkets beteende av uppsprickning, materialets icke linearitet samt krympning.
Följande dimensionering beaktar detta och används för att uppskatta den nominella styvheten hos slanka tryckbelastade pelare med godtyckligt tvärsnitt (SS-EN 1992-1-1:2005).

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s$	$EI_{fi} = k_{c_{fi}} \cdot E_{cd_{fi}} \cdot I_{c_{Red}} + k_{s_{fi}} \cdot E_{s_{fi}} \cdot I_{s_{Red}}$	[4.31]
$k_s = 1$	$k_{s,fi} = 1$	[4.32]
Förutsatt att $\frac{A_s}{A_C} \geq 0{,}002$		
$k_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1+\varphi)}$	$k_{c,fi} = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1+\varphi_{ef})}$	[4.33]
Förutsatt att $\frac{A_s}{A_C} \geq 0{,}002$		
$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$	$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$	[4.34]
$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170}$	$k_2 = n_{fi} \cdot \frac{\lambda_{fi}}{170}$	[4.35]
Dock $k_2 \leq 20$		
$EI_c = E_{cd} \cdot I_c$	$EI_c = E_{cd,fi} \cdot I_{c,Red}$	[4.36]
$I_c = \frac{W \cdot H^3}{12}$	$I_{c,Red} = \frac{W_{Red} \cdot H_{Red}^3}{12}$	[4.37]
$EI_s = E_s \cdot I_s$	$EI_s = E_{s,fi} \cdot I_{s,Red}$	[4.38]

På grund av att pelaren utsätts för brand på alla sidor kommer hörnarmeringen ha en annan elasticitetsmodul jämfört med mittarmeringen. I Eurokoderna skrivs inget om detta då antas ett medelvärde av de två olika elasticitetsmodulerna som används för vidare dimensionering (Hertz, 2019).

$I_s = I_0 + A \cdot a^2$	$I_{s,Red} = I_0 + A_{S,Red} \cdot a^2$	[4.39]

Dimensionerande moment (Styvhetsmetoden)

Det totala dimensionerade momentet, med räknat andra ordningens moment, får uttryckas som en förstoring av de böjmoment som erhålls från en första ordningens analys och kan förenklas enligt nedan: (SS-EN 1992-1-1:2005)

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$M_{Ed} = M_{0Ed}\left[1 + \frac{\beta}{(\frac{N_b}{N_{Ed}})-1}\right]$	$M_{Ed} = M_{0Ed}\left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{b,fi}}{N_{Ed,fi}})-1}\right]$	[4.40]
$N_{Rb} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}$	$N_{Rb,fi} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{fi}}{l_0^2}$	[4.41]

Vid enskilda bärvärksdelar med ett konstant tvärsnitt samt en konstant påverkade normalkraft, kan andra ordningens moment antas ha en sinusformad fördelning (SS-EN 1992-1-1:2005). Då kan formfaktorn β skrivas enligt ekvation [4.42]

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \qquad \beta = \frac{\pi^2}{c_0} \qquad [4.42]$$

Där c_0 är en koefficient som beror på fördelningen av första ordningens moment. I detta fall är det ett konstant första ordningens moment och då kan c_0 =8 (SS-EN 1992-1-1:2005)

Kontroll av tvärsnittets minsta moment enligt ekvation [4.43]:

$$M_{min} = N_{Ed} \cdot max\left(0{,}020; \frac{H}{30}; \frac{l_0}{400}\right) \qquad M_{min,fi} = N_{Ed,fi} \cdot max\left(0{,}020; \frac{H_{Red}}{30}; \frac{l_0}{400}\right) \qquad [4.43]$$

Där den dimensionerade momentet blir största av M_{min} och M_{Ed}

4.5 Dimensionering enligt krökningsmetoden

Krökningsmetoden är mest lämpad för enskilda bärvärksdelar med konstant normalkraft samt en känd knäckningslängd. Metoden resulterar i ett nominellt andra ordningens moment som baseras på utböjning, vilken i sin tur är baserad på knäckningslängden. Detta är en maximal uppskattad krökning (SS-EN 1992-1-1:2005)

Där dimensionerade moment fås ur:

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$	$M_{Ed,fi} = M_{0Ed,fi} + M_{2,fi}$	[4.44]
$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$	$M_{2,fi} = N_{Ed,fi} \cdot e_{2,fi}$	[4.45]
$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$	$e_2 = \frac{1}{r_{fi}} \cdot \frac{l_0^2}{c}$	[4.46]

Där [c]är en faktor som beror på krökningsfördelningen. För konstant tvärsnitt är $c = 10$. Kan även sättas till $c = 8$, dock om första ordningens moment konstant och är ett lägsta värde på [c] (SS-EN 1992-1-1:2005)

Krökningen för bärverksdelar med ett konstant symmetriskt tvärsnitt, inklusive armering beräknas krökningen enligt nedan:

$\frac{1}{r} = k_r \cdot k_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$	$\frac{1}{r_{fi}} = k_{r,fi} \cdot k_\varphi \cdot \frac{1}{r_{0,fi}}$	[4.47]
$k_r = MIN\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}\right)$	$k_{r,fi} = MIN\left(\frac{n_u - n_{fi}}{n_u - n_{bal}}, 1\right)$	[4.48]
$n_u = 1 + \omega$	$n_u = 1 + \omega$	[4.49]
n_{bal}	n_{bal}	[4.50]

n_{bal} är värdet på n vid största momentkapacitet, får dock sättas till 0,4

$k_\varphi = MAX(1 + \beta \cdot \varphi_{ef}, 1)$	$k_\varphi = MAX(1 + \beta_{fi} \cdot \varphi_{ef}, 1)$	[4.51]
$\beta = 0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$	$\beta_{fi} = 0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda_{fi}}{150}$	[4.52]
$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0{,}45 \cdot d}$	$\frac{1}{r_{0,fi}} = \frac{\varepsilon_{yd,fi}}{0{,}45 \cdot d_{fi}}$	[4.53]

Där den effektiva höjden d kan definieras, enligt nedan. Om all armering inte är koncentrerad till motsatta sidor, utan en del av den är fördelad i böjningsplanet, SS-EN 1992-1-1:2005. Det vill säga enligt armeringsplacering i figur 8.

$d = \frac{H}{2} + i_s$	$d_{fi} = \frac{H_{Red}}{2} + i_{s,Red}$	[4.54]

$$i_s = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \qquad i_{s,Red} = \sqrt{\frac{I_{s,Red}}{A_s}} \qquad [4.55]$$

4.6 Kontroll med hjälp av Interaktionsdiagram

Den största momentet ut av de två dimensioneringsmetoderna används för att bestämma momentkapaciteten via interaktionsdiagram. Interaktionsdiagrammet, se figur 13, bestämmer vilken momentkapacitet som råder utifrån en relativ normalkraft och moment. Detta styrs även av förhållandet mellan betongtäcksiktet t och höjden H, enligt ekvation [4.56].

Normala förhållanden	Brandförhållanden	
$\frac{t}{H}$	$\frac{t_{Red}}{H_{Red}}$	[4.56]

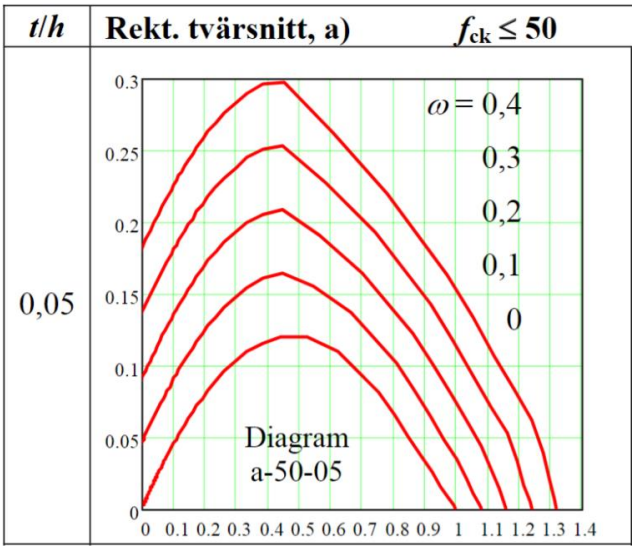
Där relativ normalkraft bestäms enligt ekv [4.57] och relativ moment bestäms enligt ekv [4.58].

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \qquad n_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{A_c,Red \cdot f_{cd,fi}} \qquad [4.57]$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{W \cdot H^2 \cdot f_{cd}} \qquad m = \frac{M_{Ed,fi}}{W_{Red} \cdot H_{Red}^2 \cdot f_{cd,fi}} \qquad [4.58]$$

Interaktionsdiagrammet ger ett lägsta mekaniskt armeringsinnehåll som pelaren kräver och ställs gentemot det antagna mekaniska armeringsandelen enligt ekvation [4.21].

I figur 13 redovisas ett interaktionsdiagram för rektangulära pelare med $\frac{t}{H} = 0{,}05$ samt en karakteristisk betonghållfasthet krav på $f_{ck} \leq 50$. Diagram enligt (Betongföreningens betongrapport, 2012).



Figur 13 - Interaktionsdiagram för rektangulära pelare t/h = 0,05. (Svenska Betongföreningen, 2012)

4.7 Tabellmetoden

Beräkning med Metod B i SS-EN 1992-1-2:2004 börjar med nedanstående beräkningssteg:

Lastnivån

Lastnivån man vid normal temperatur ges av ekvation [5.1]. $N_{0Ed.fi}$ kan antas vara $0{,}7*N_{0Ed}$ enligt kapitel 2.4.2 i SS-EN 1992-1-2:2004

$$n = \frac{N_{0Ed.fi}}{\left(0{,}7\left(A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd}\right)\right)} \qquad [5.1]$$

Första ordningens excentricitet vid brand

Första ordningens excentricitet vid brand e_i ges av

$$e_i = \frac{M_{0Ed.fi}}{\left(N_{0Ed.fi}\right)} \qquad [5.2]$$

Kraven e_i/b har satts till ≤0,25 med $e_{i,max}$ = 100mm,
där b = minsta tvärsnittsmåttet

Pelarens slankhet vid brand

Gränsen för λ_{fi} har satts till ≤ 30 för att kunna användas på de flesta pelare. SS-EN 1992-1-2:2004.

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{o.fi}}{i} \qquad [5.3]$$

Mekaniskt armeringsinnehåll

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \qquad [5.4]$$

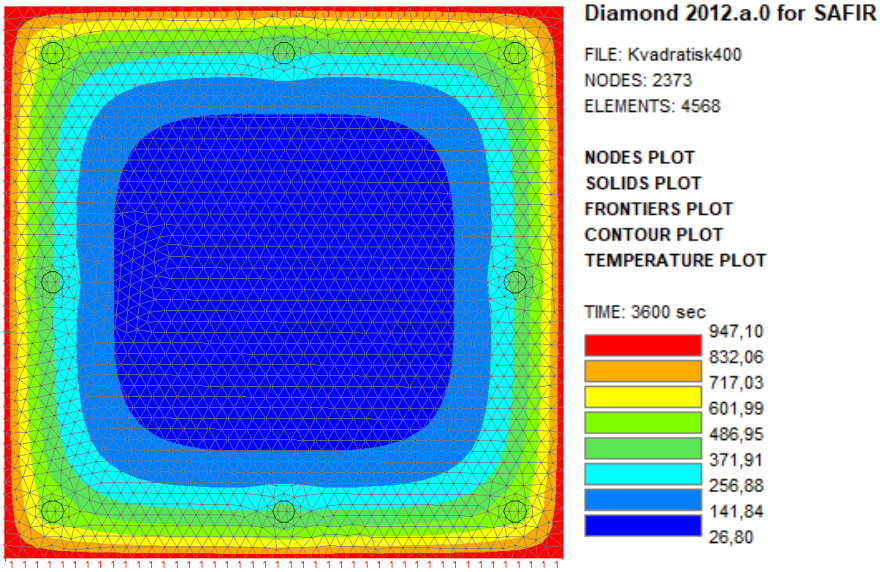
När den mekaniska armeringsinnehållet [ω] och lastnivån [n] beräknats används sedan tabell 5.2b i SS-EN 1992-1-2:2004, där pelardimension bestäms baserad på vilken lastnivå [n] samt mekaniskt armeringsinnehåll [ω] man har.

Interpolering är tillåten enligt SS-EN 1992-1-2:2004 mellan raderna i tabellen.

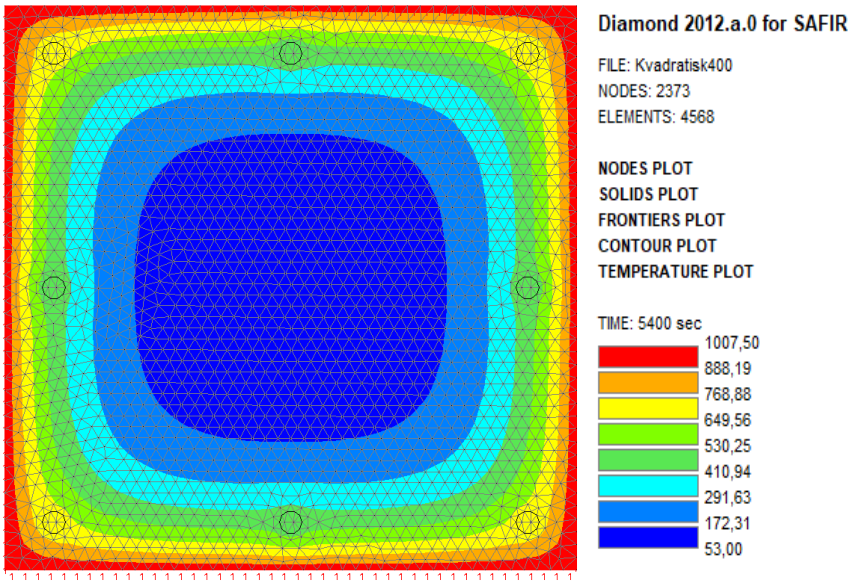
5 Resultat

5.1 Resultat från SAFIR beräkningar

Resultatet från SAFIR beräkningarna resulterade i två temperatur profiler 60 respektive 90 minuters brand, där temperaturerna visas i noder se figur 14 och 15.

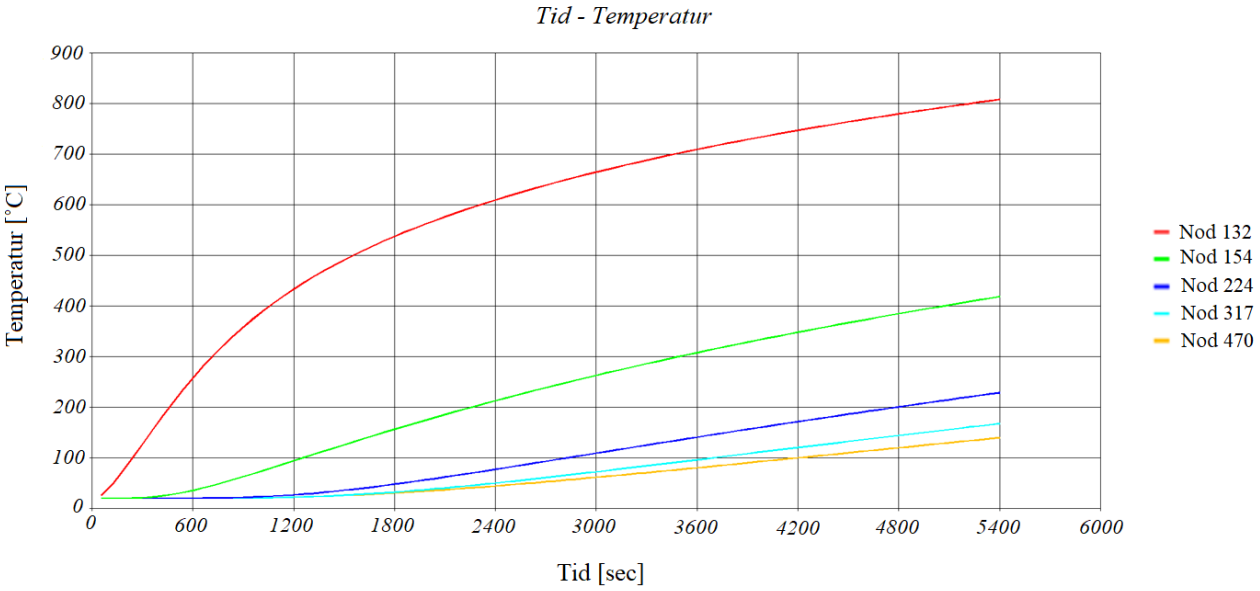


Figur 14 - Temperaturprofil vid 60 min brand. Anges i [°C](SAFIR)



Figur 15 - Temperaturprofil vid 90 min brand. Anges i [°C] (SAFIR)

I figur 16 återfinns temperaturen i fem av våra tolv valda noder som en funktion av tiden. Detta för att visa hur uppvärmningen sprider sig i tvärsnittet.



Figur 16 - Temperatur i noder under 90 min brand. (SAFIR)

Noderna är placerade enligt tabell 5. Nod 33 och 468 är armeringsjärnen och övriga noder är mittpunkterna på varje zon som tvärsnittet är indelat i. Uträkningarna för reduktionsfaktorerna för respektive nod återfinns i bilaga A.

Tabell 5 – Placering av noder samt temperatur

Nod nummer betong	**Djup i x led från kant (mm)**	**Djup i y led från kant (mm)**	**Temperatur vid 60/90 min**
132	10	100	710/808
139	30	100	454/568
154	50	100	308/419
194	70	100	186/284
224	90	100	141/229
266	110	100	113/192
317	130	100	97/168
372	150	100	87/152
470	170	100	81/140
510	190	100	80/138
Noder nummer armeringsjärn	**Djup i x led från kant (mm)**	**Djup i y led från kant (mm)**	**Temperatur vid 60/90 min**
33	34	34	572/698
468	34	200	374/473

5.2 Resultat från Zonmetoden

Temperaturen som tagit fram i SAFIR användes sedan för att ta fram reduceringsfaktorerna från tabell 3.1 i SS-EN 1992-1-2:2004, där interpolering mellan temperaturerna fick göras.

Resultaten från Zonmetoden presenteras på de kommande sidorna nedan i form av tabeller som vi har sammanställt i Excell.

Resultaten presenteras i följande ordning, enligt nedan:

Resultat reduceringsfaktorer (Betong (Kc), Armeringsjärn (Kf))

Resultat reducerat betongpelartvärsnitt

Resultat reducerade materialdata (Betong, Armeringsjärn)

Resultat från reduceringsfaktorer (Betong (Kc), Armeringsjärn (Kf))

Tabell 6 – Temperaturfördelning & Reduceringsfaktor för Betong och Armering

Indata

BETONG Temperaturfördelning & Reduceringsfaktor				
	R60		R90	
x (mm)	Θ(°C) SAFIR	kc (Θ)	Θ(°C) SAFIR	kc (Θ)
10	710	0,285	808	0,1444
30	454	0,669	568	0,498
50	308	0,842	419	0,7215
70	186,3	0,95685	284	0,866
90	141	0,9795	229	0,921
110	113	0,9935	192	0,954
130	97	1	168	0,966
150	87	1	152	0,974
170	81	1	140	0,98
190	80	1	138	0,981
200	80	1	137	0,9815

ARMERING Temperaturfördelning & Reduceringsfaktor						
Järn	R60			R90		
(x : y)	Θ(°C)	kf (Θ)	Kc_{Es}	Θ(°C)	kf (Θ)	Kc_{Es}
34;34	572	0,4008	0,2452	698	0,1047	0,1318
34;200	376	0,724	0,724	475	0,6025	0,625
200;34	376	0,724	0,724	475	0,6025	0,625

Vi kontrollerar endast en av de fyra kvadranterna i pelartvärsnittet då varje kvadrant har en identisk temperaturfördelning, se figur 14 och 15.

Vilket resulterar att vi kan förenkla beräkningar genom att endast titta på 3 armeringsjärn. Där vi tittar på armeringsjärnens medelpunkt som resulterar i en reduceringsfaktor för varje armeringsjärn. Se tabell 6

Temperaturen i medelpunkten i varje zon i betongtvärsnittet se zonfördelning figur 10, resulterar i en reduceringsfaktor se tabell 6.

Resultat från reducerat betongpelartvärsnitt

Tabell 7 - Reducerande medelvärden av betongtvärsnittet

Reducerande Medelvärden Betongtvärsnittet		
BETONG		
$K_{cm,R60}$	0,8551333	-
$K_{cm,R90}$	0,7845782	-
Bredden av den skadade zonen		
$a_{z,R60}$	36,817	mm
$a_{z,R90}$	50,514	mm
Reducerat tvärsnitt		
R60		
W_{red}	326,365	mm
H_{red}	326,365	mm
R90		
W_{red}	298,971	mm
H_{red}	298,971	mm

Reduceringsfaktorerna för varje zon i betongtvärsnittet används för att räkna fram ett medelvärde för hela betongtvärsnittet (K_{cm}) med ekvation [4.1]. Där (K_{cm}) används för att räkna fram bredden av den skadade zonen (a_z) detta görs med ekvation [4.2]. Den skadade zonen (a_z) exkluderas bort ifrån tvärsnittet och då får man en ny reducerad höjd (H_{red}) och bredd (W_{red}) se tabell 7, vilket resulterar i ett mindre tvärsnitt. Den reducerade höjden och bredden används sedan för att dimensionera enligt de traditionella dimensioneringsmetoderna för betongpelare enligt eurokoderna.

Resultat reducerade materialdata (Betong, Armeringsjärn)

Tabell 8 - Reducerande material värden för betongen och armeringsjärnen

Reducerade Materialdata Betong		
fcd,fi	30	MPa
Ecd,fi	33	GPa

	Reducerade Materialdata Armering			
Järn	R60		R90	
(x : y)	fyd,fi	εyd,fi	fyd,fi	εyd,fi
34;34	200,40 MPa	0,00408646	52,35 MPa	0,001985964
34;200	362,00 MPa	0,0025	301,25 MPa	0,00241

Genom att osäkerhetskoefficienterna (γ_C) och (γ_{CE}) för betong sätts till 1 vid bärande system som exponeras för brand kommer den dimensionerande tryckhållfasthet för betong ($f_{cd,fi}$) och den dimensionerande elasticitetsmodul betong ($E_{cd,fi}$) bli detsamma som för normal förhållandet se ekvation [4.6] och [4.7].

Dock kommer materialvärdena för armeringen minskas, se tabell 8. Detta på grund av att armering har en sämre draghållfasthet ($f_{yd,fi}$) samt sträckgränstöjning ($\varepsilon_{yd,fi}$).

5.3 Resultat av dimensionerande laster

Vi använde ekvation [4.3], [4.4] där den största av dessa laster är dimensionerande. Brandlasten togs fram med hjälp av [4.5].

N_{ED} =2730 kN

$N_{ED,fi}$=1930 kN

5.4 Resultat från Styvhetsmetoden och Krökningsmetoden

Tabell 9 - Beräkning med styvhetsmetoden

Beräkning enligt styvhetsmetod

Betongtvärsnittets böjstyvhet		
	R60	R90
$E_{cd,fi}*I_{c.Red}$	31,045 MNm^2	21,862 MNm^2

Armeringens yttröghetsmoment		
	R60	R90
$I_{s,fi}$	33268511,157 mm^4	33268511,157 mm^4

Armeringens böjstyvhet (Es,fi*Is.fi)		
(x;y)	R60	R90
34;34	1,631 MNm^2	0,877 MNm^2
34;200	4,817 MNm^2	4,159 MNm^2

Fortsättning på tabell 9

Nominell böjstyvhet		
	R60	R90
ρ	0,015101216	0,017995355
K1	1,224744871	1,224744871
K2	0,124445681	0,161883499
Kc_{fi}	0,054900487	0,071416564
Ks_{fi}	1	1
EI_{fi}	4,929 MNm^2	4,079 MNm^2

Nominell knäckningslast		
	R60	R90
$N_{b,fi}$	4466,945 kN	3696,878 kN

Dimensionerande moment Styvhetsmetoden		
	R60	R90
$M_{ED,fi}$	30,867 kNm	37,380 kNm
$M_{MIN,fi}$	38,600 kNm	38,600 kNm

DIM Moment	38,600 kNm	38,600 kNm

Resultatet från styvhetsmetoden resulterar i ett dimensionerade moment på 38,6 kNm respektive 38,6 kNm. Detta på grund av att det minst tillåtna momentet ($M_{MIN,fi}$) är högre än moment för tvärsnittet ($M_{MED,fi}$). Se tabell 9

Tabell 10 - Beräkning med Krökningsmetoden

Beräkning enligt Krökningsmetoden

Krökning		
	R60	R90
K_{rfi}	0,724916572	0,547141876
K_{φ}	1,47333331	1,435329936
d_{fi}	0,307 m	0,293 m
$r_{o,fi}$	41,949 m	60,049 m
r_{fi}	39,277 m	76,463 m
Andra ordningens utböjning		
	R60	R90
$e_{2,fi}$	0,035 m	0,018 m
Andra ordningens moment		
	R60	R90
$M_{2,fi}$	66,889 kNm	34,359 kNm

Dimensionerande Moment kräkningsmetoden		
	R60	R90
$M_{ED,fi}$	82,812 kNm	50,282 kNm

Resultatet från krökningsmetoden resulterar i ett dimensionerade moment på 82,812 kNm respektive 50,282 kNm. Se tabell 10

Tabell 11 - Jämförelse mellan styvhetsmetoden och krökningsmetoden samt kontroll att brandlasten inte överstiger bärförmågan för betongpelaren

Max av styvhetsmetoden och krökningsetoden

Dimensionerande moment (Total)		
	R60	R90
$M_{ED,fi}$	82,812 kNm	50,282 kNm

Kontroll om Dimensionerande bärförmåga är större än dimensionerande brandlast		
	R60	R90
$N_{ED,fi}$	1930,00 kN	1930,00 kN
$NRD_{,fi}$	4466,945 kN	3696,878 kN

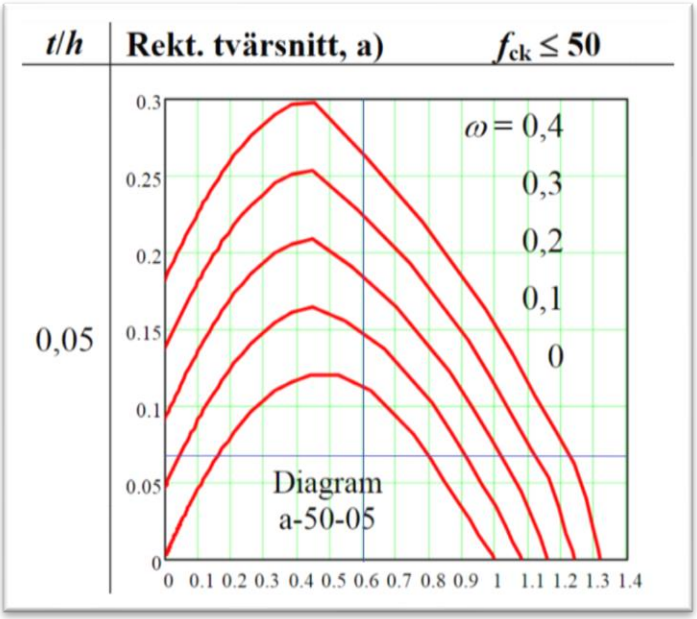
$NRD,fi \geq NED,fi$	OK	OK

Resultatet från de två beräkningsmetoderna resulterade i att krökningsmetoden gav det största momenten på 82,812 kNm respektive 50,282 kNm och med det blir den dimensionerade faktorerna. Se tabell 11. Pelarens dimensionerade brandlast $N_{ED,fi}$ klarade även gränserna för pelarens bärförmåga vid brand ($N_{RD,fi}$). Se tabell 11

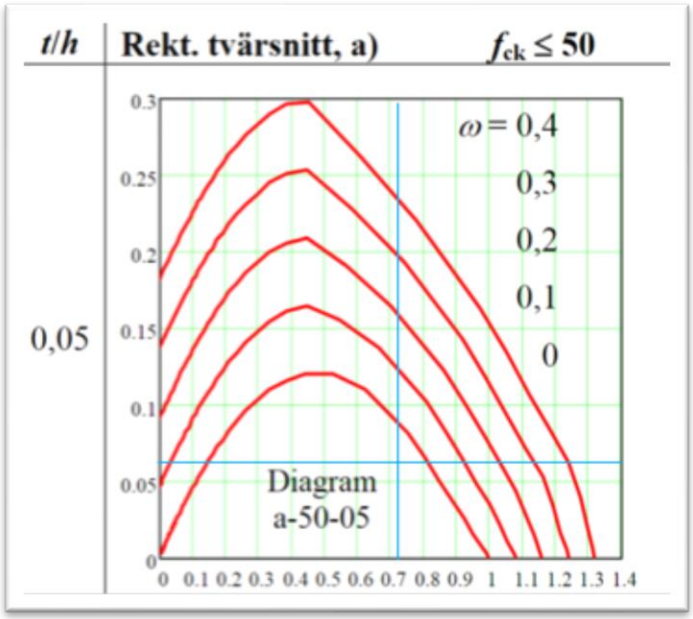
5.5 Resultat interaktionsdiagram

Tabell 12 - Relativ normakraft (nfi) och relativt moment (mfi) för brandtillståndet

Interaktionsdiagram		
	R60	R90
n_{fi}	0,603987767	0,719741668
m_{fi}	0,079407189	0,062719169



Figur 17 - Interaktionsdiagram för rektangulära pelare t/h = 0,05. (Svenska Betongföreningen, 2012)



Figur 18 - Interaktionsdiagram för rektangulära pelare t/h = 0,05. (Svenska Betongföreningen, 2012)

Tabell 13 – Högst tillåtna mekaniska armeringdel

Mekansik armeringandel		
	R60	R90
ω	0,141548732	0,106052627

Med en relativ normalkraft (n_{fi}) på 0,6039 respektive 0,7197 samt en relativ moment (m_{fi}) på 0,0794 respektive 0,0627, se tabell 12, kan man se i figur 17 för R60 respektive figur 18 för R90 att den mekaniska armeringsdelen (ω) blir 0,0 i båda fallen.

Jämför man sedan på vad den högst tillåtna mekaniska armeringsinnehåll (ω) för respektive brandklass som visas i tabell 13, kan man se att i båda fallen kommer pelaren att klara sig för en brand med respektive brandmotstånd.

5.6 Resultat från Tabellmetoden

Med ett fram beräknat mekanisk armering innehåll (ω) på 0,218 samt en lastnivå (n) på 0,71, se bilaga B. Behöver vi välja en pelare som har ett tvärsnitt mellan 350/40 - 500/25 för ett brandmotstånd på R60. För ett brandmotstånd på R90 ser man att tvärsnittet hamnar mellan 550/40 – 500/50. Se tabell 14

Tabell 14 - Tabell 5.2b från SS-EN 1992-1-2:2004, minsta tvärsnittsmått för betongpelare

Standard-brandmotstånd	Mekaniskt armeringsinnehåll ω	Minsta tvärsnittsmått (mm). Pelarbredd b_{min}/centrumavstånd a			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Normalt är täckskiktskraven enligt EN 1992-1-1 styrande.

(1) Kräver en bredd större än 600 mm. Speciell bedömning med hänsyn till knäckning krävs.

6 Analys

Vi har med den här rapporten kommit fram till att man kan med hjälp av zonmetoden dimensionera betongpelare som är mindre än vad de skulle ha varit om dimensionering hade skett med hjälp av tabellmetoden. Vi har även strukturerat upp den beräkningsgången som finns i Eurokoden till en följsam mall.

7 Diskussion

Som resultatet visade kan tvärsnittet minskas jämfört med om man dimensionerat med tabellmetoden i Bilaga A i SS-EN 1992-1-2:2004 och det är ganska mycket.

Det finns dock en del osäkerhetsfaktorer i Eurokoderna som kan påverka resultatet åt båda hållen samt avläsningen av temperaturprofilerna i SAFIR-programmet. Att få fram rätt temperatur är inte helt lätt. Vid användandet av Bilaga A i SS-EN 1992-1-2:2004 så får man högre temperaturer än vad man får i exempelvis SAFIR. Det finns heller ingen tydlig styrning i Eurokoden eller EKS hur temperaturen skall beräknas, vilket gör att man måste välja en av temperaturprofilerna i Eurokoden.
Problemet är att i Eurokoden (bilaga A) har ett begränsat antal pelare dimensioner, där högsta är 300x300 mm. Vilket minskar användningsmöjligheterna för temperaturprofilerna för pelare med högre dimensioner, som i vårt fall där vi har en pelare som är 400x400 mm.

Varför man har valt olika ekvationer för att beräkna lasten mellan metod A och B i tabellmetoden framkommer inte. Vilket gör Eurokoden mer otydlig.

Tabell 15 - Minsta tvärsnittsmått och centrumavstånd för pelare med rektangulärt eller cirkulärt tvärsnitt. (SS-EN 1992-1-2:2004)

Standard-brandmotstånd	Minsta tvärsnittsmått (mm) Pelarbredd b_{min}/centrumavståndet *a* för huvudarmeringen			
	Pelare exponerad på mer än en sida			Exponerad på en sida
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70
** Min. 8 stänger				
För förspända pelare bör ökningen av centrumavståndet enligt 5.2 (5) beaktas.				

Val av antal noder i SAFIR-programmet påverkar möjligheterna att mäta temperaturen exakt. Eftersom dessa noder hamnar i slumpmässiga mönster är det inte alltid möjlighet att få temperaturen i just den punkten som man vill mäta.

Hur det effektiva kryptalet skall beräknas är mycket otydligt i Eurokoderna vid brand. För om lasten i brandfallet används istället för i brottlastfallet blir det effektiva kryptalet större som skulle resultera i bland annat ett större moment och med det en ökad mekanisk armeringsandel i pelaren men om man läser definitionen på det effektiva kryptalet, ”gäller att deformationen hos betong kommer att öka med tiden: materialet uppvisar krypning” (Isaksson et al, 2010). Det vill säga att det effektiva kryptalet hinner inte påverkas i större utsträckning då brandfallet endast varar i 60 respektive 90 minuter.

I vårt fall hamnar armeringsjärnen utanför det reducerade tvärsnittet både i R60 samt R90 och huruvida de ska medräknas i dimensioneringen för betongpelaren är oklart i Eurokoderna, men i 500˚C isotermmetoden står det att de armeringsjärnen som hamnar utanför det reducerade tvärsnittet kan medräknas vid bestämning av bärförmågan vid brand för tvärsnittet. Så det har vi även här i detta examensarbete antagit.

Om man hade räknat med naturligt brandförlopp hade resultatet påverkats. Detta på grund av att man i naturlig and hade räknat med avsvalningsfasen. Som är mer lik vad som hade hänt i verkligheten. I standardbrand som vi räknar med antas armeringen deformeras först som är riktigt. Men om man räknat med naturlig brand så räknar man vidare på att armeringen deformeras men man tar med att betongen smulas sönder som den gör vid avsvalningsfasen. Detta är dock mer komplicerat fenomen och vi föreslår att vidare studier på området bör göras.

8 Slutsats

Om man jämför den valda pelaren med en beräkning enligt bilaga B, som har skett med hjälp av tabellmetoden kan man se att vi hade behövt ha en pelare med tvärsnitt på 500x500mm för ett motstånd på R60 och ett tvärsnitt på 550x550mm för ett motstånd R90. Om man jämför detta med våra beräkningar enligt bilaga A, ser man att detta ger en volymminskning på mer än 36%.

$$\frac{(0{,}5 * 0{,}5) - (0{,}4 * 0{,}4)}{0{,}5 * 0{,}5} = 0{,}36 \approx 36\%$$

Efter våra beräkningar har vi kommit fram till att den pelaren vi har valt att testa klarar av R60 och R90. Detta eftersom den håller trots det minskade tvärsnittet som uppstår till följd av brandpåverkan. Detta gör också att man troligtvis idag överdimensionerar en väldigt stor mängd betongpelare. Eftersom denna pelare är mindre än vad kraven enligt tabellmetoden säger, så kan man dra slutsatsen att zonmetoden ger möjlighet till att man kan minska tvärsnitten på betongpelare vid branddimensionering.

Dimensionering enligt zonmetoden är komplex och tidskrävande metod dock inte omöjlig att genomföra. En stor del av beräkningen är att beräkna det reducerade tvärsnittets hållfasthet. När detta väl är gjort är beräkningarna väldigt lika den traditionella beräkningsgången för betongpelare. Hur vi har gjort detta ses i avsnitt 4.1.4 och 4.1.5 där beräkningsgången för framtagning av reduceringsfaktorerna beskrivs samt ett exempelfall som redovisas i både bilaga A.

9 Fortsatta studier

Betongpelare som utsätts för brand är ett aktuellt ämne och värt att undersöka vidare. Nedan radas några förslag på framtida studier som inte vi hade möjligheten att göra i detta examensarbete men är värt att undersöka. Vi anser att mer kan göras på detta område både från Eurokoden och även från konstruktörer.

- Studera orsakerna till att de förenklade metoderna inte används.
- Titta på möjligheten att ta fram metoder för att använda zonmetoden på väggar och bjälklag. Detta framförallt inom Prefab industrin.
- Studera på vad detta har kunnat haft för inverkan på redan genomförda projekt och studera de ekonomiska konsekvenserna av detta.
- Undersöka om hur mycket tvärsnittet ändras vi dimensionering med högre exponeringsklasser än XC0 och XC1 som vi gjort, där hänsyn till spjälkning måste tas.
- Istället för standarbrand som vi räknar med i detta examensarbete, räknat på naturlig brand och se på vad hade det fått för inverkan på tvärsnittet. Då vi inte räknar med avsvalningsfasen där betongen är mest kritisk.

10 Referenser

Anderberg. Y, Pettersson. O. (1992), (*Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktion*), Statens råd för byggnadsforskning, (Stockholm)

Bengtsson. S, Frantzich. H, Korostenski. T, Marberg. P-A, (2017). (*Brandskyddshandboken#6 – En handbok för projektering av brandskydd i byggnader*), Lunds universitet, (Lund)

Fallqvist. K, Klippberg. A, Björkman. B, (2016). (*Brandskydd i Boverkets Byggregler – BBR 23),* Svenska Brandskyddsföreningen, (Stockholm)

Franssen Jean-Marc and Gernay Thomas (2017). (*Modeling structures in fire with SAFIR®: theoretical background and capabilities*), Journal of Structural Fire Engineering, 8(3), pp. 300–323. doi: 10.1108/JSFE-07-2016-0010.

Franssen J.-M. (2005). (*SAFIR: A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire)*. Engineering Journal, A.I.S.C., Vol 42, No. 3.

Hertz KD, (2019). (*Design of Fire-resistant Concreate Structures*), ICE Publishing, (London)

Isaksson. T, Mårtensson. A, Thelandersson. S, (2017). (*Byggkonstruktion*), upplaga 3, Studentlitteratur AB, (Lund)

ISO/IEC Guide 52, (1990), (*Glossary of Fire Terms and Definitions*), upplaga 1, International Standards Organisations

John A. Purkiss and Long-Yuan Li, (2014*). (Fire Safety Engineering Design of Structures)*, Upplaga 3, CRC Press LLC, (New York)

Santesson Li. (2013). (*Betongpelare och brand: En utvärdering av 500 °C isotermmetoden),* (Västerås): Mälardalens högskola

SIS (Svenska institutet för standarder): (2010). SS-EN 1990, Eurokod: (*Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk).* SIS Förlag AB (Stockholm)

SIS (Svenska institutet för standarder): (2002). SS-EN 1991-1-2:2002, Eurokod 1: (*Laster på bärverk – Del 1 – 2: Allmänna laster – Termisk och mekanisk verkan av brand)*. SIS Förlag AB, (Stockholm)

SIS (Svenska institutet för standarder): (2008). SS-EN 1992-1-1:2005, Eurokod 2: (*Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader)*. SIS Förlag AB, (Stockholm)

SIS (Svenska institutet för standarder): (2009). SS-EN 1992-1-2:2004, Eurokod 2: (*Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1–2: Allmänna regler - Brandteknisk dimensionering)*. SIS Förlag AB, (Stockholm)

Svenska Betongföreningen, (2012). (*Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2*), Betongrapport 15.Volym I och II. Utgåva 2, Svenska Betongföreningen, (Stockholm)

Thor Jörgen, (2012). (*Bärande konstruktioner och brand – En* handbok *och lärobok med koppling till brandskyddskraven i EKS och Eurokoderna*), Svenska Brandskyddslaget AB, (Stockholm)

Bilaga A: Handberäkningar för betongpelare vid R60 & R90 brand

Dimensionerande laster:

Brottgränslast (6.10a):

$N_{Ed} = \gamma_d\left(1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot \psi_{0,sk} \cdot S_k + \psi_{0,Qk} \cdot Q_k\right)$

$= 1{,}0 \cdot (1{,}35 \cdot 1800 + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 210 + 0{,}7 \cdot 77) = 2704$

$N_{Ed} = 2704\ kN$

Brandlast (6.11a):

$N_{Ed,fi} = G_k + \psi_{1,1,sk} \cdot S_k + \psi_{2,2,Qk} \cdot Q_k = 1800 + 0{,}5 \cdot 210 + 0{,}3 \cdot 77 = 1930$

$N_{Ed,fi} = 1930\ kN$

Bruksgränslast (6.16b)

$N_{Ed,kvasi} = G_k + \psi_{2,sk} \cdot S_k + \psi_{2,Qk} \cdot Q_k = 1800 + 0{,}2 \cdot 210 + 0{,}3 \cdot 77 = 1865$

$N_{Ed,kvasi} = 1865\ kN$

Lastutnyttjandegrad:

$$\eta_{f_i} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Ed}} = \frac{1930}{2704} = 0{,}7$$

Nedan redovisas beräkningar för pelare för två olika brandklassificeringar, R60 samt R90. Som sedan jämförs med tabellvärdes metoden.

R60

Tabell 1 – Temperaturfördelning från SAFIR samt reducering faktor $kc(\theta)$ vid mittpunkten i varje zon

	R60	
x (mm)	Θ(°C) SAFIR	kc (Θ)
10	710	0,285
30	454	0,669
50	308	0,842
70	186,3	0,95685
90	141	0,9795
110	113	0,9935
130	97	1
150	87	1
170	81	1
190	80	1
200	80	1

$K_c(\Theta)$ värdet har tagits fram genom interpolering av värdena i enlighet tabell 3.1 SS-EN 1992-1-2:2004.

Materialdata betong

$$K_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{10}\right)}{10} \sum_{i=1}^{10} (0,285 + 0,669 + 0,842 + 0,957 + 0,980 + 0,9935 + 4 * 1)$$

$$K_{c,m} = 0,8551333$$

Skadad betongzon

$$a_z = 0,200\left(1 - \left(\frac{0,8551333}{1}\right)^{1,3}\right) = 36,817\ mm$$

$$f_{cd,f_i} = 1 * \frac{30 * 10^6}{1} = 30\ MPa$$

$$E_{cd,fi} = \frac{33 * 10^6}{1} = 33\ GPa$$

Reducerat tvärsnitt, omkrets och fiktiv tjocklek

$$A_{C,Red} = (400 - 36{,}817 * 2) * (400 - 36{,}817 * 2)$$

$$A_{C,Red} = 0{,}107 m^2$$

$$\varphi_{ef} = 2{,}6 \cdot \frac{1865}{2704}$$

$$\varphi_{ef} = 1{,}7762$$

Reducering faktor (Armering)

Tabell 2 - Temperatur i centrumarmering, reducerings faktor kf (Θ) för alla armeringsjärn samt reducering faktor för armeringens elasticitetsmodul

Järn	R60		
(x : y)	Θ(°C)	kf (Θ)	Kc_{Es}
34;34	572	0,4008	0,2452
34;200	376	0,724	0,724
200;34	376	0,724	0,724

$K_f(\Theta)$ och K_{cEs} värdet har tagits fram genom interpolering av värdena i enlighet tabell 3.2a i SS-EN 1992-1-2:2004.

Hörnarmering

$$kf(\theta) = 0{,}57 - 0{,}13\left(\frac{572 - 500}{100}\right) = 0{,}4008$$

$$f_{yd,fi} = 0{,}4008 * 500 * 10^6 = 200{,}4\ MPa$$

$$k_{C,ES}(\theta) = 0{,}13 - 0{,}18\left(\frac{572 - 700}{200}\right) = 0{,}2452$$

$$\varepsilon_{yd,fi} = \frac{200{,}4 * 10^6}{0{,}2452 * 200 * 10^9} = 0{,}004086$$

Mittarmering

$$kf(\theta) = 0{,}7 - 0{,}3\left(\frac{376 - 400}{300}\right) = 0{,}724$$

$$f_{yd,fi} = 0{,}724 * 500 * 10^6 = 362{,}0\ MPa$$

$$k_{C,ES}(\theta) = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{376 - 500}{400}\right) = 0{,}724$$

$$\varepsilon_{yd,fi} = \frac{362 * 10^6}{0{,}724 * 200 * 10^9} = 0{,}0025$$

Slankhetstal och knäckningslängd

$l_0 = l$= 3,3 m

$i_{c,Red} = \frac{0,326}{\sqrt{12}} = 0,0942$ m

$\lambda_{fi} = \frac{3,3}{0,0942} = 35$

$n_{fi} = \frac{1930 * 10^3}{0,107 \cdot 30 * 10^6} = 0,604$

$\omega = \frac{\pi * 0,008^2 \cdot (4 * 200,4 * 10^6 + 4 * 362 * 10^6)}{0,107 \cdot 30 * 10^6} = 0,142$

$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 1,7714)} = 0,7379$

$B = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,142 =} 1,133$

$r_m = 1$

$C = 1,7 - 1 = 0,7$

$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7379 \cdot 1,133 \cdot 0,7}{\sqrt{0,604}} = 15,06$

Imperfektioner

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{1}\right)} = 1$

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{3,3}} = 1$

$\theta_0 = \frac{1}{200} = 0,005$

$\theta_i = 0,005 \cdot 1 \cdot 1 = 0,005$

$e_i = 0,005 \cdot \frac{3,3}{2} = 0,0083$ m

$M_{0Ed} = 0,0083 \cdot 1930 * 10^3 = 15,92\ kNm$

Dimensionering enligt Styvhetsmetoden

$$I_{s,Red} = \frac{6 * \pi * 0{,}016^4}{64} + \pi * 0{,}008^2 \cdot 0{,}166^2 + \frac{2 * \pi * 0{,}016^4}{64} = 3{,}33 * 10^{-5} m^4$$

$$EI_s = E_{s,fi} \cdot I_{s,Red} = \frac{49{,}04 * 10^9 * 3{,}33 * 10^{-5} + 144{,}8 * 10^9 * 3{,}33 * 10^{-5}}{2} = 3{,}23\ MN^2$$

$$I_{c,Red} = \frac{0{,}327 \cdot 0{,}327^3}{12} = 0{,}000954\ m^4$$

$$EI_{C,Red} = 33 * 10^9 \cdot 0{,}000954 = 31{,}045 MNm^2$$

$$k_2 = 0{,}604 \cdot \frac{35}{170} = 0{,}124$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1{,}225$$

$$\frac{8*\pi*0{,}008^2}{0{,}107} = 0{,}015 \geq\ 0{,}002$$

$$k_{c,fi} = \frac{1{,}225 \cdot 0{,}124}{(1 + 1{,}78)} =\ 0{,}055$$

$$k_{s,fi} = 1$$

$$EI_{fi} = 0{,}055 \cdot 31{,}045 * 10^6 + 1 \cdot 3{,}23 * 10^6 = 4{,}93\ MNm^2$$

Dimensionerande moment (Styvhetsmetoden)

$$N_{b,fi} = \frac{\pi^2 \cdot 4{,}93 * 10^6}{3{,}3^2} = 4466{,}945\ kN$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{8} = 1{,}233$$

$$M_{Ed} = 15{,}92 * 10^3 \left[1 + \frac{1{,}233}{(\frac{4466{,}945}{1930}) - 1}\right] = 30{,}867\ kNm$$

$$M_{min,fi} = 1930 * 10^3 \cdot max\left(0{,}020; \frac{0{,}326}{30}; \frac{3{,}3}{400}\right) = 38{,}6\ kNm$$

Dimensionerade moment $= MAX(M_{min,fi}\,; M_{Ed}) = M_{min,fi} = 38{,}6\ kNm$

Dimensionering enligt Krökningsmetoden

$$i_{s,Red} = \sqrt{\frac{3{,}33 \cdot 10^{-5}}{8 * \pi * 0{,}008^2}} = 0{,}144\ m$$

$$d_{fi} = \frac{0{,}326}{2} + 0{,}144 = 0{,}307\ m$$

$$\frac{1}{r_{0,fi}} = \frac{(\frac{0{,}004086 + 0{,}0025}{2})}{0{,}45 \cdot 0{,}307} = r_{0,fi} = 41{,}95\ m$$

$$\beta_{fi} = 0{,}35 + \frac{30}{200} - \frac{35}{150} = 0{,}267$$

$$k_\varphi = MAX(1 + 0{,}267 \cdot 1{,}77; 1) = 1{,}47$$

n_{bal} (sätts till 0.4)

$$n_u = 1 + 0{,}142 = 1{,}142$$

$$k_{r,fi} = MIN\left(\frac{1{,}142 - 0{,}604}{1{,}142 - 0{,}4}; 1\right) = 0{,}725$$

$$\frac{1}{r_{fi}} = 0{,}725 \cdot 1{,}47 \cdot \frac{1}{41{,}95} = r_{fi} = 39{,}28\ m$$

$$e_{2,fi} = \frac{1}{39{,}28} \cdot \frac{3{,}3^2}{8} = 0{,}035\ m$$

$$M_{2,fi} = 1930 * 10^3 \cdot 0{,}035 = 66{,}9\ kNm$$

$$M_{Ed,fi} = (15{,}92 + 66{,}9) * 10^3 = 82{,}8\ kNm$$

Dimensionerande blir: $M_{Ed,fi} = 82{,}8\ kNm$

Kontroll

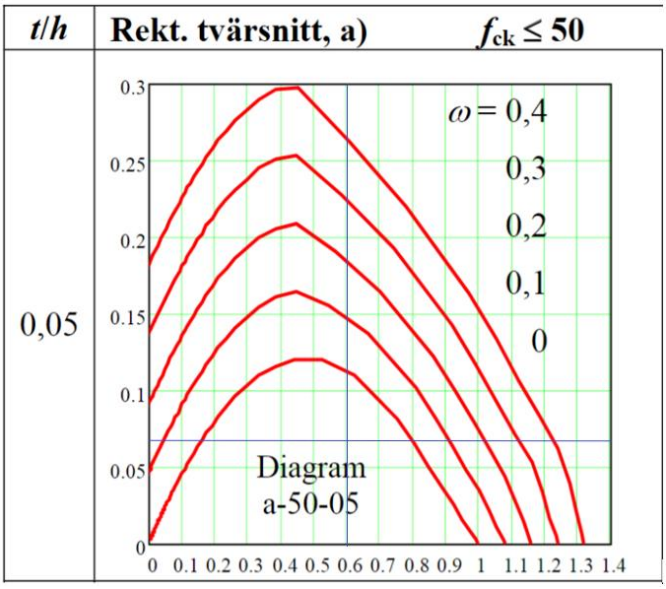
$$\frac{t_{Red}}{H_{Red}} = \frac{t - a_z}{H_{Red}} = \frac{34 - 36{,}817}{326} - 0{,}0086$$

Vi väljer interaktionsdiagram för $\frac{t_{Red}}{H_{Red}} = 0{,}05$ då detta ger ett ökat krav på armering vilket är på säker sida.

$$n_{fi} = 0{,}604$$

$$m_{fi} = \frac{82{,}8 * 10^3}{0{,}326 \cdot 0{,}326^2 \cdot 30 * 10^6} = 0{,}0794$$

Kontroll mot interaktions diagrammet, se figur 1, ger oss ett krav på en mekanisk armeringinnehåll [ω] på 0,0 detta är mindre än beräknat mekanisk armering innehåll [ω] på 0,142. Detta innebär att pelaren klarar ett brandmotstånd på R60.



Figur 1 - Interaktionsdiagram för rektangulära pelare t/h = 0,05. (Svenska Betongföreningen, 2012)

R90

Tabell 3 - Temperaturfördelning från SAFIR samt reducering faktor kc(θ) vid mittpunkten i varje zon

x (mm)	R90	
	Θ(°C) SAFIR	kc (Θ)
10	808	0,1444
30	568	0,498
50	419	0,7215
70	284	0,866
90	229	0,921
110	192	0,954
130	168	0,966
150	152	0,974
170	140	0,98
190	138	0,981
200	137	0,9815

$K_c(\Theta)$ värdet har tagits fram genom interpolering av värdena i enlighet tabell 3.1 SS-EN 1992-1-2:2004.

Materialdata betong

$$K_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{10}\right)}{10} \sum_{i=1}^{10} (0,144 + 0,498 + 0,722 + 0,866 + 0,921 + 0,954 + 0,966 + 0,974 + 0,98 + 0,981 + 0,982)$$

$$K_{c,m} = 0,7846$$

Skadad betongzon

$$a_z = 0,200\left(1 - \left(\frac{0,7846}{0,9815}\right)^{1,3}\right) = 50,514\ mm$$

$$f_{cd,f_i} = 1 * \frac{30 * 10^6}{1} = 30\ MPa$$

$$E_{cd,fi} = \frac{33 * 10^6}{1} = 33\ MPa$$

Reducerat tvärsnitt, omkrets och fiktiv tjocklek

$$A_{C,Red} = (400 - 50{,}514 * 2) * (400 - 50{,}514 * 2) = 0{,}0894 m^2$$

$$\varphi_{ef} = 2{,}6 \cdot \frac{1865}{2704}$$

$$\varphi_{ef} = 1{,}7762$$

Reducering faktor (Armering)

Tabell 4 - Temperatur i centrumarmering, reducerings faktor kf (Θ) för alla armeringsjärn samt reducering faktor för armeringens elasticitetsmodul

(x : y)	Θ(°C)	kf (Θ)	Kc_{Es}
34;34	698	0,1047	0,1318
34;200	475	0,6025	0,625
200;34	475	0,6025	0,625

$K_f(\Theta)$ och K_{cEs} värdet har tagits fram genom interpolering av värdena i enlighet tabell 3.2a i SS-EN 1992-1-2:2004.

Hörnarmering

$$kf(\theta) = 0{,}1 - 0{,}47\left(\frac{698 - 700}{200}\right) = 0{,}1047$$

$$f_{yd,fi} = 0{,}1047 * 500 * 10^6 = 52{,}35\ MPa$$

$$k_{C,ES}(\theta) = 0{,}13 - 0{,}18\left(\frac{698 - 700}{200}\right) = 0{,}1318$$

$$\varepsilon_{yd,fi} = \frac{52{,}35 * 10^6}{0{,}1318 * 200 * 10^9} = 0{,}0020$$

Mittarmering

$$kf(\theta) = 0{,}57 - 0{,}13\left(\frac{475 - 500}{100}\right) = 0{,}6025$$

$$f_{yd,fi} = 0{,}6025 * 500 * 10^6 = 301{,}25\ MPa$$

$$k_{C,ES}(\theta) = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{475 - 500}{400}\right) = 0{,}625$$

$$\varepsilon_{yd,fi} = \frac{301{,}25 * 10^6}{0{,}625 * 200 * 10^9} = 0{,}00241$$

Slankhetstal och knäckningslängd

$l_0 = l$ = 3,3m

$i_{c,Red} = \frac{0,299}{\sqrt{12}} = 0,086$ m

$\lambda_{fi} = \frac{3,3}{0,086} = 38,23$

$n_{fi} = \frac{1930 * 10^3}{0,0894 \cdot 30 * 10^6} = 0,7197$

$\omega = \frac{\pi * 0,008^2 \cdot (4 * 52,35 * 10^6 + 4 * 301,25 * 10^6)}{0,0894 \cdot 30 * 10^6} = 0,106$

$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 1,7762)} = 0,7379$

$B = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,106} = 1,1$

$r_m = 1$

$C = 1,7 - 1 = 0,7$

$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7379 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,7197}} = 13,4$

Imperfektioner

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{1}\right)} = 1$

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{3,3}} = 1$

$\theta_0 = \frac{1}{200} = 0,005$

$\theta_i = 0,005 \cdot 1 \cdot 1 = 0,005$

$e_i = 0,005 \cdot \frac{3,3}{2} = 0,0083$

$M_{0Ed} = 0,0083 \cdot 1930 * 10^3 = 15,923\ kNm$

Dimensionering enligt Styvhetsmetoden

$$I_{s,Red} = \frac{6 * \pi * 0{,}016^4}{64} + \pi * 0{,}008^2 \cdot 0{,}166^2 + \frac{2 * \pi * 0{,}016^4}{64} = 3{,}33 * 10^{-5} m^4$$

$$EI_s = E_{s,fi} \cdot I_{s,Red} = \frac{26{,}36 * 10^9 * 3{,}33 * 10^{-5} + 125 * 10^9 * 3{,}33 * 10^{-5}}{2} = 2{,}52\ MN^2$$

$$I_{c,Red} = \frac{0{,}299 \cdot 0{,}299^3}{12} = 0{,}000666\ m^4$$

$$EI_{C,Red} = 33 * 10^9 \cdot 0{,}000666 = 21{,}862 MNm^2$$

$$k_2 = 0{,}7197 \cdot \frac{38}{170} = 0{,}162$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1{,}225$$

$$\frac{8*\pi*0{,}008^2}{0{,}0894} = 0{,}018 \geq\ 0{,}002$$

$$k_{c,fi} = \frac{1{,}225 \cdot 0{,}162}{(1 + 1{,}7762)} =\ 0{,}0714$$

$$k_{s,fi} = 1$$

$$EI_{fi} = 0{,}0714 \cdot 21{,}862 * 10^6 + 1 \cdot 2{,}52 * 10^6 = 4{,}08\ MNm^2$$

Dimensionerande moment

$$N_{b,fi} = \frac{\pi^2 \cdot 4{,}08 * 10^6}{3{,}3^2} = 3698\ kN$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{8} = 1{,}234$$

$$M_{Ed} = 15{,}923 * 10^3 \left[1 + \frac{1{,}234}{(\frac{3698}{1930}) - 1}\right] = 37{,}380\ kNm$$

$$M_{min,fi} = 1930 * 10^3 \cdot max\left(0{,}020; \frac{0{,}299}{30}; \frac{3{,}3}{400}\right) = 38{,}6\ kNm$$

Dimensionerade moment $= MAX(M_{min,fi}\,; M_{Ed}) = M_{min,fi} = 38{,}6\ kNm$

Dimensionering enligt Krökningsmetoden

$$i_{s,Red} = \sqrt{\frac{3{,}33^{-5}}{8 * \pi * 0{,}008^2}} = 0{,}144\ m$$

$$d_{fi} = \frac{0{,}299}{2} + 0{,}144 = 0{,}293\ m$$

$$\frac{1}{r_{0,fi}} = \frac{(\frac{0{,}0020 + 0{,}0024}{2})}{0{,}45 \cdot 0{,}293} = r_{0,fi} = 60{,}05\ m$$

$$\beta_{fi} = 0{,}35 + \frac{30}{200} - \frac{38{,}23}{150} = 0{,}245$$

$$k_\varphi = MAX(1 + 0{,}245 \cdot 1{,}7762; 1) = 1{,}44$$

n_{bal} (sätts till 0.4)

$$n_u = 1 + 0{,}106 = 1{,}106$$

$$k_{r,fi} = MIN\left(\frac{1{,}106 - 0{,}7197}{1{,}106 - 0{,}4}; 1\right) = 0{,}547$$

$$\frac{1}{r_{fi}} = 0{,}547 \cdot 1{,}44 \cdot \frac{1}{60{,}05} = r_{fi} = 76{,}463\ m$$

$$e_2 = \frac{1}{76{,}463} \cdot \frac{3{,}3^2}{8} = 0{,}018\ m$$

$$M_{2,fi} = 1930 * 10^3 \cdot 0{,}018 = 34{,}359\ kNm$$

$$M_{Ed,fi} = (15{,}923 + 34{,}359) * 10^3 = 50{,}282\ kNm$$

Dimensionerande blir: $M_{Ed,fi} = 50{,}282\ kNm$

Kontroll

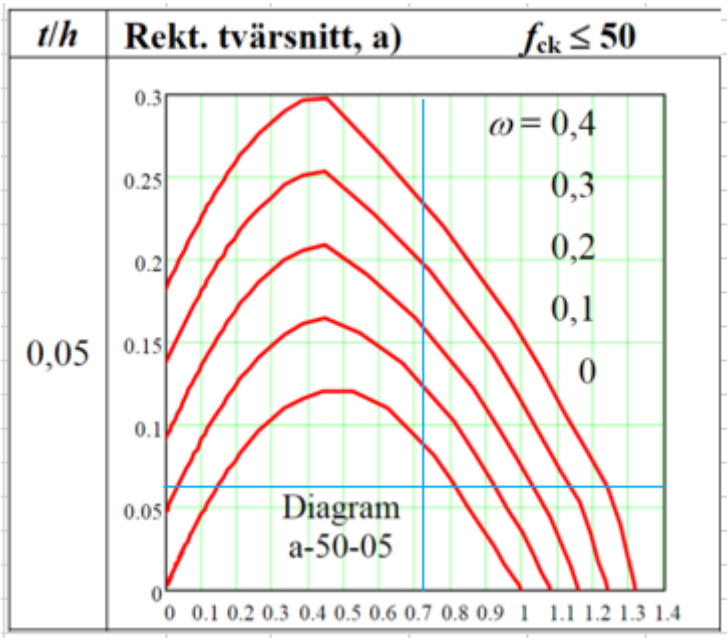
$$\frac{t_{Red}}{H_{Red}} = \frac{t - a_z}{H_{Red}} = \frac{34 - 50{,}514}{299} - 0{,}055$$

Vi väljer interaktionsdiagram för $\frac{t_{Red}}{H_{Red}} = 0{,}05$ då detta ger ett ökat krav på armering vilket är på säker sida.

$$n_{fi} = 0{,}7197$$

$$m_{fi} = \frac{50{,}282 * 10^3}{0{,}299 \cdot 0{,}299^2 \cdot 30 * 10^6} = 0{,}063$$

Kontroll mot interaktions diagrammet, se figur 2, ger oss ett krav på ett mekaniskt armeringsinnehåll [ω] på 0,0 detta är mindre än beräknat ω på 0,106. Detta innebär att pelaren klarar ett brandmotstånd på R90.



Figur 2 - Interaktionsdiagram för rektangulära pelare t/h = 0,05. (Svenska Betongföreningen, 2012)

Bilaga B: Handberäkningar för tabellmetoden

$$e = \frac{M_{0Ed.fi}}{\left(N_{0Ed.fi}\right)} = \frac{15{,}923}{1930} * 10^3 = 0{,}00825$$

0,00825/0,4 ≤ 0,25

Krav för metod B är e/b ≤ 0,25

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{o.fi}}{i} = \frac{3{,}3}{\sqrt{\frac{0{,}00213}{0{,}16}}} = 28{,}579$$

Kravet för metod B är $\lambda_{fi} \leq 30$

Detta ger att vi kan använda oss av metod B

$$\mathrm{n} = \frac{1930*10^3}{(0{,}7(0{,}4*0{,}4*20*10^6+8*\pi*0{,}008^2*435*10^6))} = 0{,}71$$

n = 0,71

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}}$$

ω = 8*0,008^2*π*435/0,16*20

ω = 0,218

Beräkningar följer metod B i SS-EN 1992-1-2:2004

Detta visar att vi hamnar mellan de markerade raderna i tabell 1. Detta innebär att vi behöver välja en pelare som har ett tvärsnitt mellan 350/40 - 500/25 för ett brandmotstånd på R60. För ett brandmotstånd på R90 ser man att tvärsnittet hamnar mellan 550/40 – 500/50. Tvärsnittet blir då beroende på täckskiktets tjocklek vilket ger flera olika utformningsalternativ. Vi har valt att inte redovisa någon interpolering eftersom detta finns flera olika val på hur man skulle kunna lösa detta.

Tabell 1 - Tabell 5.2b från SS-EN 1992-1-2:2004, minsta tvärsnittsmått för betongpelare

Standard-brandmotstånd	Mekaniskt armeringsinnehåll ω	Minsta tvärsnittsmått (mm). Pelarbredd b_{min}/centrumavstånd a			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Normalt är täckskiktskraven enligt EN 1992-1-1 styrande.

(1) Kräver en bredd större än 600 mm. Speciell bedömning med hänsyn till knäckning krävs.

Andreas Händig & Johannes Fridlund

Besöksadress: Kristian IV:s väg 3
Postadress: Box 823, 301 18 Halmstad
Telefon: 035-16 71 00
E-mail: registrator@hh.se
www.hh.se