

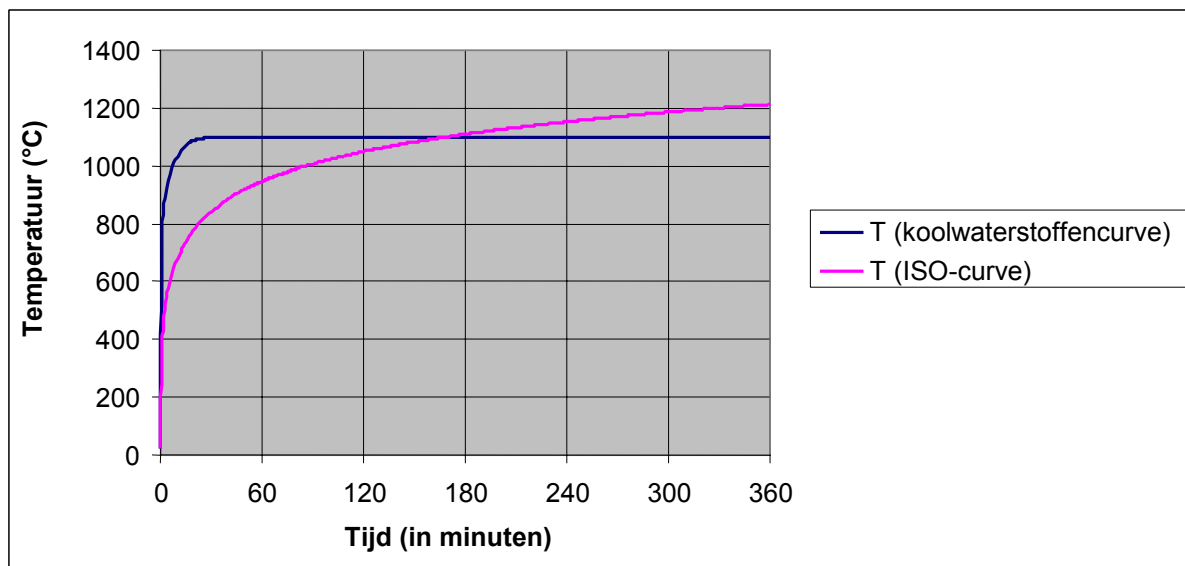
# Les 10 - Brandweerstand van geprefabriceerde betonnen constructies

## 10.1 Algemeen

Het constructief gedrag van een betonnen gebouw bij brand is een complex fenomeen omwille van het groot aantal parameters dat erin tussenkomt. De manier waarop de brandweerstand van gebouwen momenteel wordt berekend is erg onvolledig. Het hele ontwerpproces wordt drastisch vereenvoudigd. Er wordt enkel nagekeken of de betondoorsnede van de componenten en de betondekking op de wapeningen voldoen aan bepaalde eisen inzake brandweerstand. Het nazicht van de algemene stabiliteit onder invloed van directe en indirecte acties te wijten aan brand wordt echter volledig achterwege gelaten. Dit komt omdat ontwerp- en berekeningsmethodes hiervoor nog niet voorhanden zijn. Wel bestaan er reeds enkele uiterst ingewikkelde computerprogramma's die echter nog niet toegankelijk zijn voor de gewone ontwerper.

Het doel van deze Les bestaat erin de ontwerper een beter inzicht te verschaffen omtrent het gedrag van een betonconstructie bij brand, zodat hij begrijpt welke directe en indirecte acties er plaatsgrijpen en hoe de constructie hierop reageert. Dit moet vervolgens toelaten om een beter ontwerp te maken op gebied van brandveiligheid, dan alleen maar een eenvoudig nazicht te doen van de brandweerstand van enkelvoudige betonelementen, zoals nu meestal gebeurt.

De eisen in verband met de brandweerstand van een gebouw worden vastgelegd in nationale reglementeringen. Zij specificeren hoe lang een constructie moet weerstaan aan brand – over het algemeen de ISO standaard brandcurve – voor verschillende types en afmetingen van gebouwen. De ontwerper moet nagaan of de constructie beantwoordt aan de gestelde eisen inzake brandweerstand.



De voornaamste nominale curven

## 10.2 Basisvereisten

De geschiktheid van een betonnen constructie om haar draagfunctie te behouden gedurende de vereiste brandduur wordt als volgt uitgedrukt:

$$E_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t)$$

waarbij:  $E_{d,fi}(t)$  de rekenwaarde van het effect van de acties op het tijdstip  $t$  tijdens de brand  
 $R_{d,fi}(t)$  de rekenwaarde van de overeenstemmende sterkte van de constructie bij hogere temperaturen op het tijdstip  $t$ .

Om aan de hierboven gegeven eisen te voldoen worden 3 basiscriteria vooropgesteld:

- de stabiliteit gesymboliseerd door het criterium "R"; men neemt aan dat hieraan voldaan is wanneer de draagfunctie behouden blijft gedurende de vereiste brandtijd;
- de thermische isolatie door het criterium "I"; men onderstelt dat hieraan voldaan is wanneer de gemiddelde temperatuurstijging over de volledige niet-blootgestelde oppervlakte niet groter is dan 140 °K en de maximum temperatuurstijging op elk individueel punt van deze oppervlakte niet groter is dan 180 °K. Dit criterium moet beschouwd worden als een gebruiksgrenstoestand.
- de vlamdichtheid of integriteit door het criterium "E"; men neemt aan dat hieraan voldaan is wanneer de scheidingsfunctie, met andere woorden de geschiktheid om de overslag van brand of hete gassen te verhinderen, behouden blijft gedurende de relevante brandtijd; praktisch beduidt dit dat voorzorgen moeten genomen worden om de overslag van brand doorheen scheuren, voegen of andere openingen te voorkomen.

Naargelang de functie dat een constructie-element bekleedt in een gebouw zullen de volgende criteria moeten vervuld worden:

- enkel een draagfunctie: de mechanische sterkte (criterium R)
- enkel een scheidende functie: de vlamdichtheid (criterium E) en indien vereist, de thermische isolatie (criterium I)
- dragende en scheidende functie: de criteria R, E en, wanneer vereist I

In Les 10 wordt voornamelijk criterium "R" behandeld.

## 10.3 Hoe reageert een gebouw op een hevige brand ?

### 10.3.1 Reductie van de materiaaleigenschappen

Wanneer brand uitbreekt in een gedeelte van een gebouw, gaat de temperatuur vlug stijgen, tenminste als er voldoende brandbaar materiaal en zuurstof aanwezig zijn. De blootgestelde constructiedelen warmen op in functie van de thermische geleidbaarheid van de materialen: zeer snel voor onbeschermd staal, eerder traag voor beton. Daarbij treden op het vlak van de materialen twee fenomenen op: een sterkteafname en thermische dilataties.

Tabel 10.1 geeft ter informatie de residuele sterkte van beton, wapeningsstaal en voorspanstaal in functie van de temperatuur. De waarden komen uit Eurocode 2 "Design of concrete structures -

Deel 1.2: General rules - Structural fire design" [1]. Meer gegevens over de spanning-vervorming relatie zijn in hetzelfde document te vinden.

Temperatuur $\theta$ [°C]	Beton		Wapeningsstaal		Voorspan staal
	silicium aggregaten	kalkaggregaten	warm gewalst	koud gewalst	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$f_{sv,\theta}/f_{yk}$	$f_{sv,\theta}/f_{yk}$	
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99
200	0,95	0,97	1,00	1,00	0,87
300	0,85	0,91	1,00	1,00	0,72
400	0,75	0,85	1,00	0,94	0,46
500	0,60	0,74	0,78	0,67	0,22
600	0,45	0,60	0,47	0,40	0,10
700	0,30	0,43	0,23	0,12	0,080
800	0,15	0,27	0,11	0,11	0,05
900	0,08	0,15	0,06	0,08	0,03
1000	0,04	0,06	0,04	0,05	0,00
1100	0,01	0,02	0,02	0,03	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabel. 10.1 Materiaaleigenschappen van beton, wapeningsstaal en voorspanstaal

Bij onbeschermden staalconstructies zal, door de hoge thermische geleidbaarheid, de temperatuur over de ganse doorsnede van de profielen zeer vlug toenemen. Bij beton is de situatie gans anders. De opwarming gebeurt veel trager en op zeer heterogene wijze over de doorsnede en de lengte van de constructie-elementen. Een betonnen vloer kan bijvoorbeeld na 1 uur brand aan de onderzijde een temperatuur van 600 °C bereiken, terwijl aan de bovenzijde nauwelijks 60 °C wordt gemeten. Het wapeningsstaal dat zich onderaan bevindt warmt op en verliest geleidelijk aan zijn sterkte. Het omringende beton vertraagt de opwarming echter sterk. Bij een bepaalde temperatuur kan het wapeningsstaal de optredende spanningen niet meer opnemen en treedt breuk op. Men noemt dit de "kritische temperatuur". Bij een betondekking van bijvoorbeeld 25 mm, zal bij hevige brand, de kritische temperatuur van het gewapend betonstaal (500 °C) na ongeveer 90 minuten bereikt worden, terwijl dit bij een betondekking van 35 mm pas na 120 minuten zal gebeuren. Deze gegevens komen uit Eurocode 2 deel 1-2 [1]. Voor voorgespannen wapeningen ligt de kritische temperatuur ongeveer 100 tot 150 °C lager en moet de betondekking met ongeveer 10 à 15 mm worden vermeerderd voor dezelfde brandwerendheid.

Er treedt echter een bijkomend fenomeen op, namelijk de thermische vervormingen. Door de ongelijke temperatuurverdeling zullen de elementen uitzetten: balken en kolommen voornamelijk in de langse richting, vloeren en wanden in langs- en dwarsrichting.

Er blijkt dus een belangrijk onderscheid te bestaan op gebied van stabiliteit bij brand tussen staalconstructies en betonconstructies. Bij staalconstructies is de stabiliteit van de individuele elementen meestal bepalend, terwijl bij beton het geheel van de constructie samen met de verbindingen de kritische schakel vormen en zelden het individuele element.

### 10.3.2 Thermische vervormingen

Wanneer brand optreedt in het midden van een groot gebouw, zullen de thermische vervormingen verhinderd worden door de omliggende constructie - men spreekt van "blokkering" - en treden er grote drukspanningen op in langs- en dwarsrichting. In geval de brand echter aan de rand van een gebouw optreedt, worden de langse vervormingen veel minder belemmerd. Branden die over verschillende overspanningen woeden, zullen aanleiding geven tot grote gecumuleerde vervormingen aan de uiteinden. Een kleine berekening toont bijvoorbeeld aan dat voor een gemiddelde temperatuurstijging van slechts 100 °C, de verlenging van een vloer-of dakconstructie van 100 m lengte (4 overspanningen van 25 m), reeds 100 mm bedraagt.

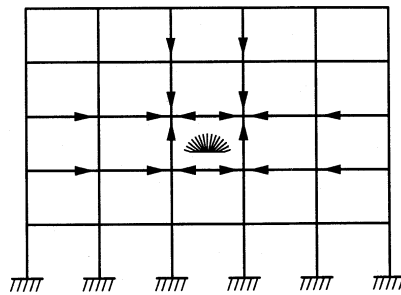


Fig. 10.2 Drukrachten in een skeletconstructie te wijten aan verhinderde thermische vervormingen

De langse uitzetting van balken of geribde vloeren zal aanzienlijk groter zijn dan bij vlakke vloeren. Balken en ribben zijn aan drie kanten blootgesteld aan brand. De thermische gradiënt zal daardoor eenvormiger zijn over de volledige dwarsdoorsnede. Volle platen zullen minder uitzetten in de langse richting maar meer krom trekken omwille van de differentiële temperatuurgradiënt van de blootgestelde zijde tot aan de bovenzijde.

Bij korte, zelfs hevige branden zal het dilatatie-effect kleiner zijn dan bij langdurende minder hevige branden, omdat het beton voldoende tijd moet krijgen om op te warmen. Dit toont aan dat de Standaard ISO brandcurve niet altijd de meest ongunstige brandactie is.

### 10.3.3 Dwarse vervormingen van de doorsneden

Naast de vervormingen in de lengte en de breedte, treden bovendien voor elementen die slechts aan één zijde opgewarmd worden - bijvoorbeeld vlakke vloeren - vervormingen in de dwarsdoorsnede op. Door de ongelijke temperatuursverdeling zal de aan brand blootgestelde vezel sterker uitzetten dan de koudere hoger gelegen vezels. Het element zal daardoor krom trekken. De vervorming zal echter niet direct proportioneel verlopen met de temperatuurgradiënt, daar deze laatste niet lineair is. De dwarse vervorming verloopt echter wel min of meer lineair, waardoor inwendige drukspanningen ontstaan aan de boven- en onderzijde van de doorsnede en trekspanningen in het centraal gedeelte (Fig. 10.3). De waarden kunnen zeer groot zijn en de treksterkte van het beton ruimschoots overschrijden.

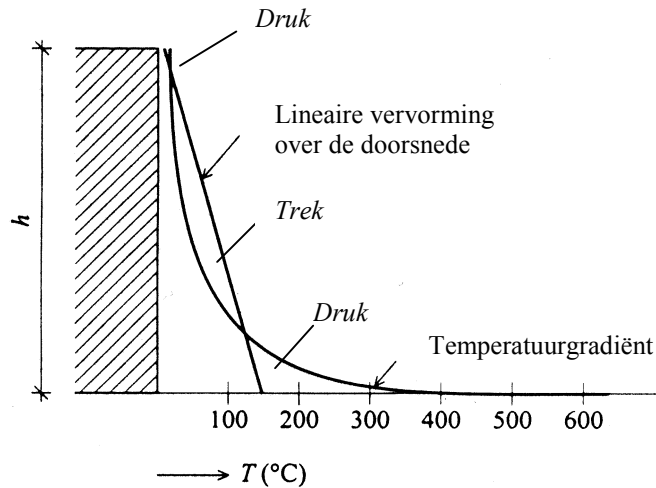


Fig. 10.3 Vervormingen en spanningen in de betondoorsnede ten gevolge van de temperatuurgradiënt

Deze dwarsvervormingen geven bij hyperstatische constructies eveneens aanleiding tot een toename van de steunpuntsmomenten (Fig. 10.4). De opgelegde kromming ten gevolge van de uitzetting van de ondervezel zal immers bijkomende trekspanningen in de bovenwapening veroorzaken, die dikwijls de vloeigrens bereiken.

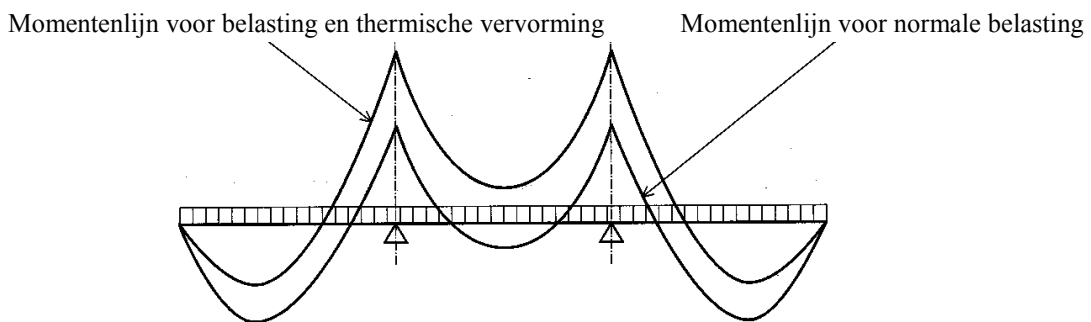


Fig.10.4 Toename van de steunpuntsmomenten bij doorlopende constructies

## 10.4 Globale analyse van een constructie

Volgens Eurocode 2 - deel 1-2 [1] en de meeste Nationale Normen inzake brandveiligheid, moet men, bij de globale analyse van een gebouw bij brand, rekening houden met de relevante manier van bezwijken, de temperatuursafhankelijke materiaaleigenschappen en stijfheden van de elementen en de effecten van thermische uitzettingen en vervormingen. De code zegt echter niet hoe deze effecten in het ontwerp moeten ingebracht worden. De analyse van de brandveiligheid wordt daarom beperkt tot het nazicht van de enkelvoudige constructie-elementen. Praktisch betekent dit dat de afmetingen van de betondoorsnedes en de minimum betondekking op de wapeningen bepaalde minimumwaarden moeten hebben voor een gegeven ISO-brandblootstelling.

Bij werkelijke branden stelt men nochtans vast dat het bezwijken van betonnen constructies zelden voorkomt wegens het verminderen van de materiaaleigenschappen bij hogere temperaturen, maar bijna altijd wegens de incompatibiliteit van de constructie om de optredende thermische vervormingen op te nemen. Gelukkig hebben betonconstructies niet alleen een grote brandweerstand maar bovendien ook een groot incasseringsvermogen dankzij hun robuustheid

en de mogelijkheden tot belastingsherverdeling. Instortingen door brand treden dan ook uiterst zelden op. Deze sporadische calamiteiten kunnen wellicht eveneens voorkomen worden indien de ontwerper begrijpt wat er precies met een betonconstructie gebeurt tijdens een brand en zijn ontwerp daarop baseert.

Alhoewel nog niet veel fundamenteel onderzoek verricht is op dit gebied, moet het toch reeds mogelijk zijn om een ontwerpfilosofie op te stellen en richtlijnen te geven die gebaseerd zijn op praktische ervaring bij werkelijke branden en computersimulaties.

Vooreerst zou bij het ontwerp veel meer aandacht moeten worden besteed aan de algemene stabiliteit tijdens een mogelijke brand, in plaats van zich enkel te beperken tot de individuele elementen zoals het nu gebeurt. De vorm en afmetingen van de gebouwen, evenals het statische systeem, zijn immers zeer belangrijk voor het gedrag van het gebouw tijdens een brand. Vooral de thermische uitzettingsmogelijkheden, vervormingen en blokkeringskrachten moeten nagezien worden. Bijvoorbeeld, bij kleine gebouwen zal de thermische uitzetting veel kleinere blokkeringskrachten oproepen dan bij grote gebouwen met een brand in het centrum. Bij gebouwen met grote open ruimtes en onvoldoende dilatatievoegen, kunnen zeer grote vervormingen optreden. Niet alleen de tussenafstand, maar ook de opening van de dilatatievoegen moeten uit dat oogpunt bestudeerd worden. Als eerste grove benadering zou men bijvoorbeeld de constructie kunnen nazien voor een lokale of compartimentele thermische uitzetting van 100 tot 150 °C. Dit zou onmiddellijk aantonen waar de knelpunten liggen en hoe deze kunnen opgelost worden.

De meest gunstige oplossing voor verdiepingengebouwen zoals kantoren en dergelijke, bestaat erin de horizontale verstijvingen zoveel mogelijk centraal te plaatsen en alle andere elementen er scharnierend mee te verbinden. In Figuur 10.5 wordt een schema gegeven dat hoogstwaarschijnlijk goed zal reageren op de dilataties tijdens een brand. De kern neemt de horizontale belastingen op en alle andere constructieve elementen zijn er scharnierend mee verbonden. Tijdens een brand zullen de blokkeringskrachten gering zijn. De statisch opgelegde betonelementen met scharnierende verbindingen zullen bij brand in langse en in dwarse zin vervormen. De langse uitzetting is afhankelijk van de stijfheid van de kolommen en hun verbindingen. Slanke kolommen met scharnierende verbindingen, zullen mede vervormen en nagenoeg geen blokkeringskrachten veroorzaken. Er is dus geen gevaar voor dwarskrachtbreuk in de kolommen. De dwarse vervormingen van de constructie zullen geen breuk in de balken of vloeren veroorzaken, dankzij de grote rotatiecapaciteit van de verbindingen. Men kan hieruit besluiten dat het ontwerp in de eerste plaats vervormingen moet mogelijk maken waar dit mogelijk is, om incompatibiliteit te vermijden te wijten aan de thermische uitzettingen.

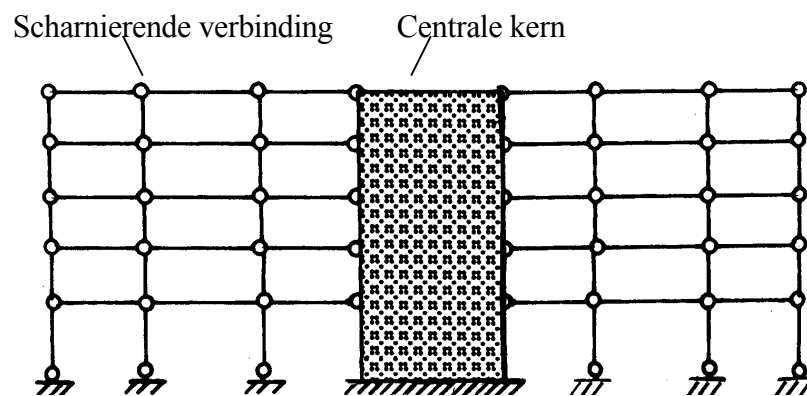


Fig. 10.5 Gunstige schikking van de stabiliteitselementen met betrekking tot brand

## 10.5 Nazicht van de elementen

Volgens Eurocode 2-deel 1-2 [1] kan de brandweerstand bepaald worden door analogie met tabellen, door berekeningen of door proeven. De eerste twee methodes worden gewoonlijk gebruikt.

### 10.5.1 Nazicht met behulp van tabellen

De brandweerstand van constructie-elementen kan bepaald worden met behulp van referentiewaarden die in tabellen gegeven worden. Deze tabellen werden empirisch opgesteld op basis van proeven en theoretische berekeningen. Ze geven minimumwaarden voor de afmetingen van de doorsnede van verschillende types elementen en de betondekking op de hoofdwapening, in functie van de vereiste brandweerstand. Deze tabellen zijn te vinden in de Eurocode en in specifieke literatuur (zie onder andere [1], [2]). Ze bestaan voor kolommen, balken, vloeren en dragende en niet-dragende wanden. In principe gelden de tabellen enkel voor de buigsterkte van de elementen. Men neemt terecht of ten onrechte aan dat de dwarskracht niet maatgevend is. De hierna gegeven informatie is hoofdzakelijk afkomstig van Eurocode 2 - deel 1-2 [1] en de CEN Product Norm EN 1168 [5].

De tabelwaarden in de Eurocode [1] zijn gebaseerd op een referentie belastingsgraad  $\eta_{fi} = 0,7$ . Deze laatste is een reductiefactor voor de rekenwaarde van de belasting bij brand, die als volgt gedefinieerd wordt:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

waarbij:  $G_k$  de karakteristieke waarde van de permanente actie  
 $Q_{k,1}$  de grootste veranderlijke belasting  
 $\gamma_G$  de veiligheidscoëfficiënt voor de permanente actie  
 $\gamma_{Q,1}$  de veiligheidscoëfficiënt voor de veranderlijke actie  
 $\psi_{fi}$  de combinatiefactor voor de waarden van de frequente belasting

$\eta_{fi} = 0,7$  stemt overeen met de algemeen aangenomen combinatie voor toevallige acties, namelijk  $\gamma_G = 1$ ;  $\gamma_{Q,1} = 1$  en  $\psi_{fi} = \psi_1 = 0,5$  (voor woningen, residentiële gebouwen en kantoren). Indien de aanwezige wapening groter is dan wat strict noodzakelijk is bij gewone temperatuur, mag de minimum asafstand die in de tabellen gegeven worden, aangepast worden. Meer informatie hieromtrent kan gevonden worden in [1] of in specifieke literatuur.

De in de tabellen gegeven waarden voor de asafstand van de wapeningen gelden voor normaal wapeningsstaal. Voor voorspanstaal moet, omwille van de lagere kritische temperatuur, de vereiste asafstand  $a$  vermeerderd worden met :

10 mm voor voorspanstaven,  
15 mm voor voorspandraden en strengen.

Wanneer de wapeningen in verschillende lagen geplaatst wordt zoals op Figuur 10.6, zal de gemiddelde afstand  $a_m$  niet kleiner zijn dan de in de tabellen gegeven waarde voor  $a$ .

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}}$$

waarbij:  $A_{si}$  de doorsnede van de wapening (staaf, streng of draad)  
 $a_i$  de asafstand van de wapening (staaf, streng, draad)  $a_{i,n}$  tot de dichtste aan brand blootgestelde oppervlakte

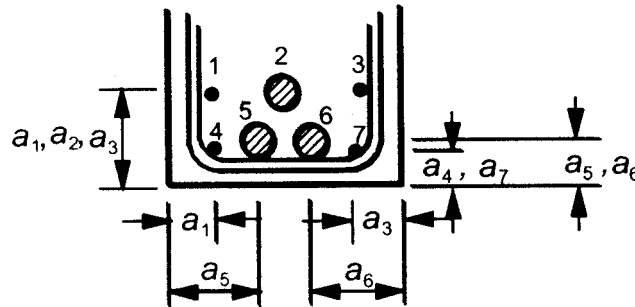


Fig. 10.6 Afmetingen voor het berekenen van de gemiddelde asafstand  $a_m$

De waarden in de tabellen gelden voor normaal beton (2000 tot 2600 kg/m<sup>3</sup>) gemaakt met silicium granulaten. Wanneer kalksteengranulaten of lichtgewicht granulaten gebruikt worden in balken of platen, mag de minimum afmeting van de doorsnede in de tabellen verminderd worden met 10 %. De reden hiervoor ligt in de endothermische reactie van kalksteen bij hogere temperaturen.

Wanneer tabellen gebruikt worden is geen verder nazicht vereist voor dwarskracht en torsie.

### 10.5.2 Eenvoudige berekeningsmethode

De berekening gebeurt volgens de methode der grenstoestanden. Men bepaalt het draagvermogen in de uiterste grenstoestand volgens de klassieke methode, maar met verminderde materiaaleigenschappen in functie van de temperatuur bij de gegeven brandtijd. De methode wordt beschreven in Eurocode 2 deel 1-2 [1] en in CEB Bulletin 208 [2].

De methode is gebaseerd op de hypothese dat de betondoorsnede die een hogere temperatuur dan 500 °C heeft buiten beschouwing gelaten wordt en dat beton beneden 500 °C zijn volle draagvermogen behoudt. De methode mag toegepast worden op gewapende en voorgespannen betonelementen voor axiale belastingen, buigmomenten en combinaties ervan. Voor rechthoekige balken die aan drie zijden blootgesteld zijn aan brand stemt de effectieve dwarsdoorsnede bij brand overeen met Figuur 10.7. De methode is geldig voor de minimum doorsneden gegeven in Tabel 10.8.



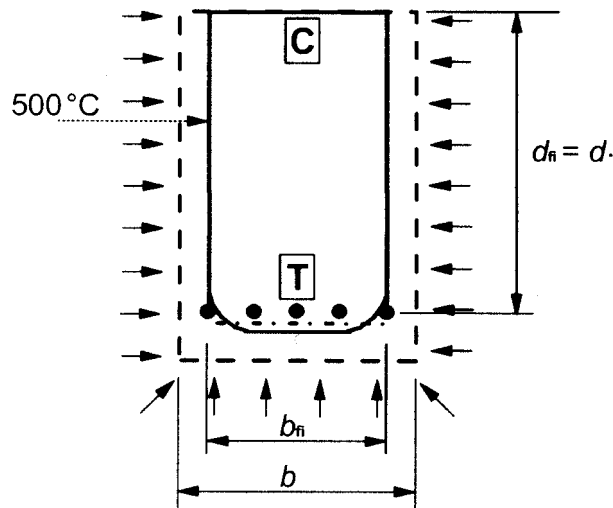


Fig. 10.7 Gereduceerde dwarsdoorsnede van een balk die aan drie zijden blootgesteld is aan brand

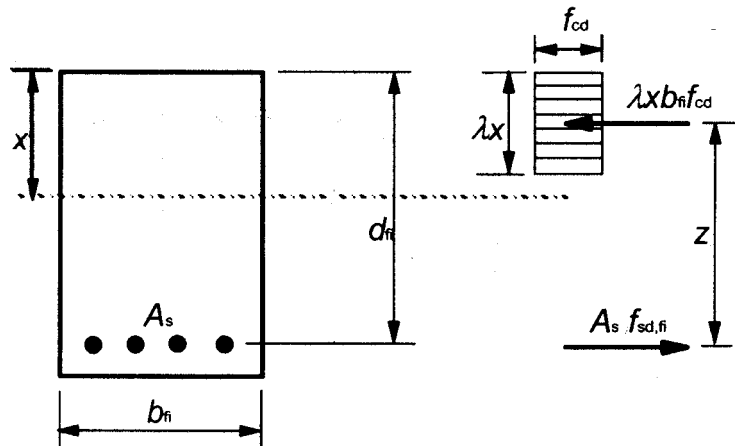
Brandweerstand	R60	R90	R120	R180	R240
Minimum breedte "b" van de dwarsdoorsnede	90	120	160	200	280

Table 10.8 Minimum breedte van de dwarsdoorsnede in functie van de vereiste brandweerstand

Voor het bepalen van de gradiënt van 500 °C in de dwarsdoorsnede kan men gebruik maken van de temperatuurprofielen die in [1] en [2] of in andere specifieke literatuur gegeven worden.

De procedure voor het berekenen van de brandweerstand van een doorsnede in gewapend beton volgens de methode van de gereduceerde dwarsdoorsnede kan als volgt gebeuren:

- bepaal de isotherm van 500 °C voor de gespecificeerde brandtijd;
- bepaal de nieuwe breedte  $b_{fi}$  en de nieuwe effectieve hoogte  $d_{fi}$  van de dwarsdoorsnede door uitsluiting van het beton buiten de 500 °C isotherm; de afgeronde hoeken van de isotherm mogen vervangen worden door rechte hoeken, zoals aangeduid op Fig. 10.7;
- bepaal de temperatuur van het wapeningsstaal in de druk- en de trekzone van de doorsnede; deze temperaturen kunnen bepaald worden aan de hand van de temperatuurprofielen die te vinden zijn in handboeken of in specifieke literatuur, en worden bepaald voor het centrum van de staven; sommige wapeningsstaven kunnen buiten de gereduceerde doorsnede vallen, zoals in Figuur 10.7; ze mogen echter wel in de berekening van de draagcapaciteit van de blootgestelde doorsnede in de uiterste grenstoestand meegerekend worden;
- bepaal de gereduceerde sterkte van de wapeningen in functie van hun temperatuur volgens Tabel 10.1;
- gebruik de conventionele berekeningsmethode voor het bepalen van de draagcapaciteit van de gereduceerde betonddoorsnede in de uiterste grenstoestand; Figuur 10.9 toont een berekeningsmodel voor de draagcapaciteit van een rechthoekige doorsnede.



- $b$  originele breedte
- $b_{fi}$  breedte van de effectieve doorsnede
- $d$  originele hoogte
- $d_{fi}$  hoogte van de effectieve doorsnede
- $z$  inwendige hefboomsarm tussen trekwapening en drukzone
- $\lambda x$  zie conventionele berekeningsmethode voor de uiterste grenstoestand (gewoonlijk  $0,8 x$ )

Fig. 10.9 Spanningsverdeling in de uiterste grenstoestand voor een rechthoekige betondoorsnede

Voor T-vormige doorsneden ligt de gereduceerde drukzone meestal in de flensdoorsnede. In dit geval wordt de T-vormige doorsnede berekend met  $b_{fi}$  gelijk aan de flensbreedte en  $z$  en  $d_{fi}$  zoals in Figuur 10.9.

Omwille van de toevalligheid van de brand (accidentele actie), moet niet met dezelfde rekenwaarde van de nuttige belasting gerekend worden als bij normale temperatuur, maar mag een verminderde belasting, nl. het frequente deel van de totale belasting, genomen worden. De kans dat de volle rekenbelasting aanwezig is tijdens de brand is immers praktisch onbestaand. In Eurocode 0 [3] is de reductiefactor voor de frequente waarde van de belasting bij residentiële en kantoorgebouwen gelijk aan  $\psi_1 = 0,5$ . Om dezelfde reden mag men ook een kleinere veiligheidscoëfficiënt voor de materialen gebruiken, nl.  $\gamma_m = 1$ .

De methode volgens de gereduceerde doorsnede mag toegepast worden voor buiging, dwarskracht en torsie bij balken en platen, waarbij de belasting hoofdzakelijk uniform verdeeld is en waarbij het ontwerp bij gewone temperatuur gebaseerd is op een lineaire analyse. Wanneer de vereenvoudigde methode gebruikt wordt voor elementen zonder dwarskrachtwapeningen, moet speciaal aandacht gegeven worden aan de gevallen waarbij trekspanningen in de neutrale vezel veroorzaakt worden door een niet-lineaire temperatuurverdeling in de doorsnede (bijvoorbeeld bij holle vloerelementen – zie sectie 10.6.4).

De methode is niet toepasbaar op kolommen waarvoor het structureel gedrag op wezenlijke manier beïnvloed wordt door tweede orde effecten bij brand. Eurocode 2 -deel 1-2 [1] geeft gedetailleerde informatie over dit onderwerp.

### 10.5.3 Proeven in laboratoria

Proeven worden gewoonlijk uitgevoerd op enkelvoudige elementen met een statisch bepaalde oplegging. De belasting komt overeen met de frequente belastingscombinatie. Tijdens de periode 1960 tot 1980 werden veel proeven en onderzoek gedaan op geprefabriceerde elementen: balken, kolommen, TT-elementen en voorgespannen holle vloeren. De proeven gebeurden op een grote reeks doorsneden en diverse schikkingen van de wapeningen en de betondekking ten opzichte van de onderkant en de zijkanten. Er bestaan hierover talrijke testrapporten. Proeven worden nu niet zo dikwijls meer uitgevoerd als vroeger. Bovendien stelt men vast dat omwille van de beperkte afmetingen van de proefovens enerzijds (normaal van 4 tot 6 m lengte), en anderzijds het feit dat geprefabriceerde elementen een lengte hebben die van 6 tot 40 m kan gaan, proeven niet echt relevant zijn en andere methodes moeten gebruikt worden om de brandweerstand van geprefabriceerde elementen te bepalen.

Voor enkelvoudig opgelegde elementen die op buiging belast zijn, wordt het stabiliteitscriterium "R" voor de uiterste grenstoestand bereikt wanneer de doorbuiging  $1/30^e$  van de overspanning bereikt, of wanneer een bepaalde doorbuigingssnelheid overschreden wordt. Voor kolommen wordt de uiterste grenstoestand bereikt bij een bepaalde grootte van de stuk of toename ervan. Nauwkeurige gegevens kunnen gevonden worden in nationale normen.

## 10.6 Brandweerstand van geprefabriceerde voorgespannen elementen

De volgende secties geven specifieke informatie over de brandweerstand van geprefabriceerde betonnen elementen. De gegevens komen uit Eurocode 2 deel 1-2 [1] en CEB Bulletin [2].

### 10.6.1 Balken

De brandweerstand van geprefabriceerde balken in gewapend en voorgespannen beton wordt gewoonlijk bepaald met tabelwaarden. Hierbij dienen de volgende voorwaarden vervuld te zijn:

- balken worden normaal blootgesteld aan drie zijden (de bovenzijde wordt beschermd door vloeren of dakelementen);
- de tabellen zijn geldig voor de doorsneden gegeven in Figuur 10.10;

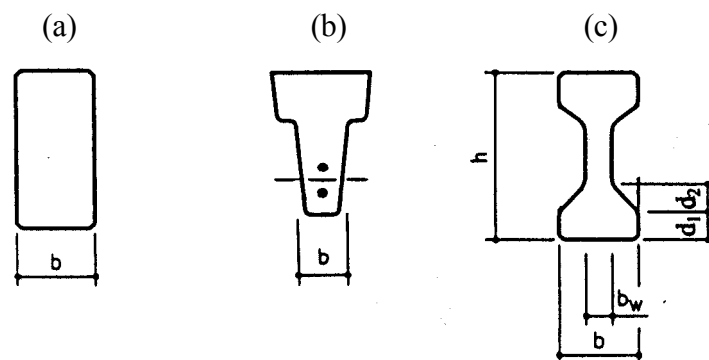


Fig. 10.10 Definitie voor de afmetingen van verschillende types balken

- voor balken met veranderlijke breedte (Figuur 10.10b) wordt de minimumwaarde voor  $b$  genomen ter plaatse van het zwaartepunt van de trekwapening;

- de onderflens van I-balken moet voldoende massa hebben om de temperatuur van de wapeningen beneden een bepaald niveau te houden waarvoor de tabellen opgesteld werden; deze voorwaarde is vervuld wanneer:

- a) de effectieve hoogte  $d_{eff}$  van de onderflens niet kleiner is dan:

$$d_{eff} = d_1 + 0,5 d_2 \geq b_{min}$$

waarbij  $b_{min}$  gelijk is aan 220 mm voor R120 en 380 mm voor R180

- b) wanneer de werkelijke breedte van de onderflens  $b$  niet groter is dan  $1,4 b_w$  ( $b_w$  is de werkelijke breedte van de lijfplaat, zie Figuur 10.10.c), en  $b \cdot d_{eff} < 2b_{min}^2$ , moet de asafstand tot de gewone wapeningen of de voorspanwapening vermeerderd worden tot:

$$a_{eff} = a \left( 1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a$$

waarbij  $d_{eff}$  en  $b_{min}$  hierboven gedefinieerd werden.

Voor de meeste standaard I-balken met een breedte  $b \geq 350$  mm, is  $b \cdot d_{eff}$  breder dan  $2b_{min}^2$  en geldt de voorgaande regel niet;

- voor wapeningen gelegen in de hoeken van balken met één enkele laag wapeningen, moet de asafstand tot de zijde van de balk vermeerderd worden met 10 mm voor balkbreedtes tot en met deze die in kolom (4) van Tabel 10.11 gegeven worden;
- openingen doorheen de lijfplaat van balken hebben geen invloed op de brandweerstand op voorwaarde dat de overblijvende doorsnede van het element in de trekzone niet kleiner wordt dan  $A_c = 2b_{min}^2$  waarbij  $b_{min}$  gegeven wordt in Tabel 10.11.

Tabel 10.11 geeft minimum waarden voor de asafstanden van de wapeningen tot de bodem en de zijkanten van enkelvoudig opgelegde balken, samen met minimumwaarden voor de breedte van de balk en de lijfplaat. De tabel komt uit Eurocode 2 deel 1-2 [1] – tabel 5.5. Bij eventuele wijziging van de norm moeten de waarden van deze laatste gevolgd worden.

Standaard brandweerstand	Minimum afmetingen (mm)				
	Mogelijke combinaties van $a$ en $b_{min}$ waarbij $a$ de gemiddelde asafstand is voor de trekwapening en $b_{min}$ de balkbreedte				Lijfdikte $b_w$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 40$	$b_{min} = 160$ $a = 35$	$b_{min} = 200$ $a = 30$	$b_{min} = 300$ $a = 25$	80
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 55$	$b_{min} = 200$ $a = 45$	$b_{min} = 300$ $a = 40$	$b_{min} = 400$ $a = 35$	100
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 65$	$b_{min} = 240$ $a = 60$	$b_{min} = 300$ $a = 55$	$b_{min} = 500$ $a = 50$	120
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 80$	$b_{min} = 300$ $a = 70$	$b_{min} = 400$ $a = 65$	$b_{min} = 600$ $a = 60$	140
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	$b_{min} = 350$ $a = 80$	$b_{min} = 500$ $a = 75$	$b_{min} = 700$ $a = 70$	160

$a_{sd} = a + 10$  mm;  $a_{sd}$  is de asafstand voor hoekstaven (of strengen en draden) tot de balkoppervlakte met één enkele laag wapeningen. Voor waarden van  $b_{min}$  die groter zijn dan vermeld in kolom (4) moet de waarde van  $a_{sd}$  niet vermeerderd worden.

De aangegeven waarden van  $b_w$  komen uit de belgische NAD (National Application Document) van 1999.

Bij voorgespannen balken moet de asafstand vermeerderd worden met 10 mm voor voorspanstaven en met 15 mm voor voorspandraden en strengen.

Tabel 10.11 Afmetingen en asafstanden voor statisch opgelegde balken in gewapend en voorgespannen beton

### 10.6.2 Kolommen

De brandweerstand van kolommen wordt beïnvloed door verschillende parameters:

- grootte en slankheid van de kolommen;
- Belastingsgraad;
- eerste-orde excentriciteit;
- betonsterkte en type granulaat;
- wapening;
- asafstand van de wapening.

In het verleden zijn wereldwijd talrijke brandproeven uitgevoerd op betonnen kolommen. Er bestaan nu complexe computerprogramma's die toelaten om de brandweerstand van gewapende en voorgespannen kolommen te bepalen, waarbij rekening gehouden wordt met bovenstaande parameters, inclusief uitknikken. De volgende ontwerpregels worden beperkt tot geschoorde constructies.

Volgens Eurocode 2 deel 1-2 [1] kan de brandweerstand van kolommen bepaald worden volgens twee methodes.

**Methode A** is gebaseerd op de volgende vergelijking:

$$R = 120[(R_{\eta,fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)/120]^{1,8}$$

waarbij:

$$R_{\eta,fi} = 83 \cdot \left[ 100 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85/\alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$\mu_{fi}$  =  $N_{Ed,fi}/N_{Rd}$  belastingsgraad bij brand

$R_a$  = 1,60 ( $a - 30$ )

$R_l$  = 9,60 ( $5 - \ell_{0,fi}$ )

$R_b$  = 0,09  $b'$

$R_n$  = 0 voor  $n = 4$  (enkel hoekstaven)  
= 12 voor  $n > 4$

$a$  is de asafstand van de langse staalstaven (mm);  $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

$\ell_{0,fi}$  is de effectieve lengte van de kolom in de brandomstandigheden;  $2 \text{ m} \leq \ell_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$ ; de effectieve lengte van een kolom tijdens een brand  $\ell_{0,fi}$ , kan voor alle gevallen gelijk genomen worden aan  $\ell_0$  bij gewone temperatuur; voor geschoorde gebouwen waarvan de brandweerstand groter is dan 30 minuten mag de effectieve lengte  $\ell_{0,fi}$  gelijk genomen worden aan  $0,5 \ell$  voor tussenliggende verdiepingen, en  $0,5 \ell \leq \ell_{0,fi} \leq 0,7 \ell$  voor de bovenste verdieping; in deze uitdrukking is  $\ell$  de werkelijke lengte van de kolom (tussen de verdiepingsassen).

$b'$  =  $2Ac / (b+h)$  voor rechthoekige doorsneden  
=  $\emptyset_{kol}$  voor ronde doorsneden

$200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$ ;  $h \leq 1,5 b$

$\omega$  is de mechanische wapeningsratio bij normale temperatuur:

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

$\alpha_{cc}$  is een coëfficiënt die rekening houdt met de lange-termijn effecten op de druksterkte; de waarde voor normale acties ligt tussen 0,8 en 1,0. Bij brand wordt de waarde 1,0 aanbevolen.

Eurocode 2 deel 1-2 [1] geeft in Tabel 5.2a minimum afmetingen voor de breedte van kolommen en de asafstand van de hoofdwapening. De tabel is geldig onder bepaalde in de norm aangegeven voorwaarden.

De methode A is enkel van toepassing op kolommen met een kniklengte  $\ell_{0,fi} \leq 3 \text{ m}$  en voor een eerste orde excentriciteit begrepen tussen 0,15 h en 0,40 h.

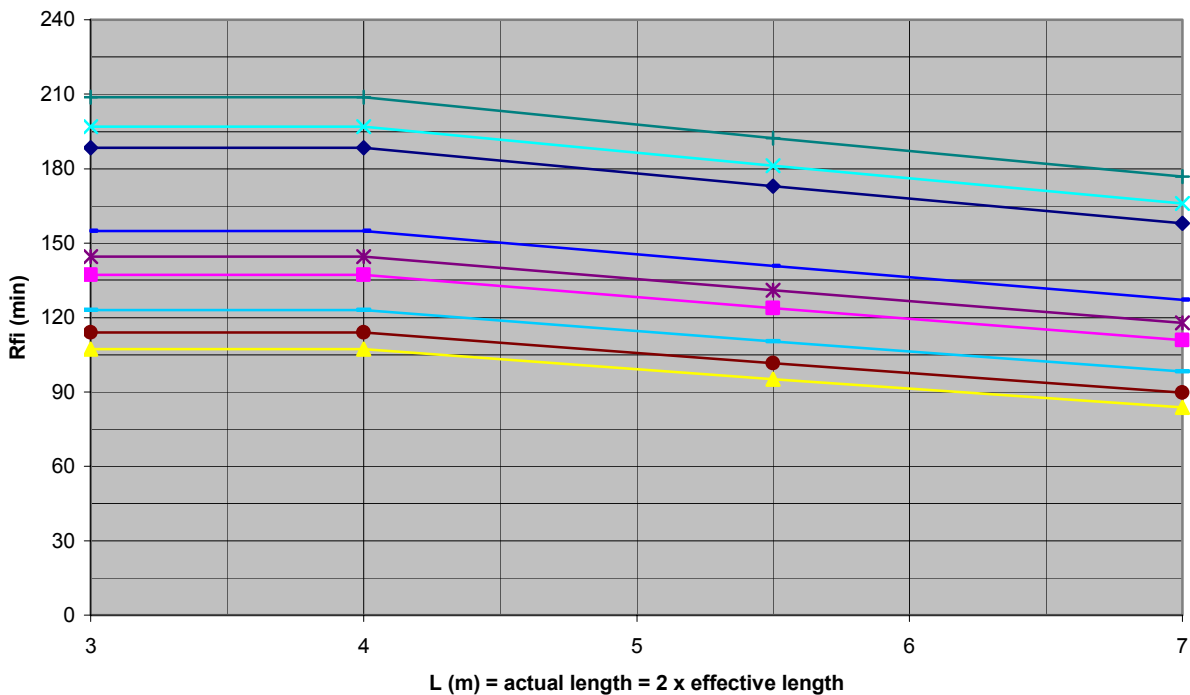
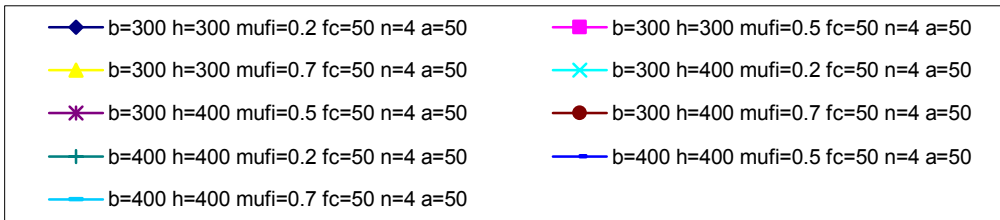
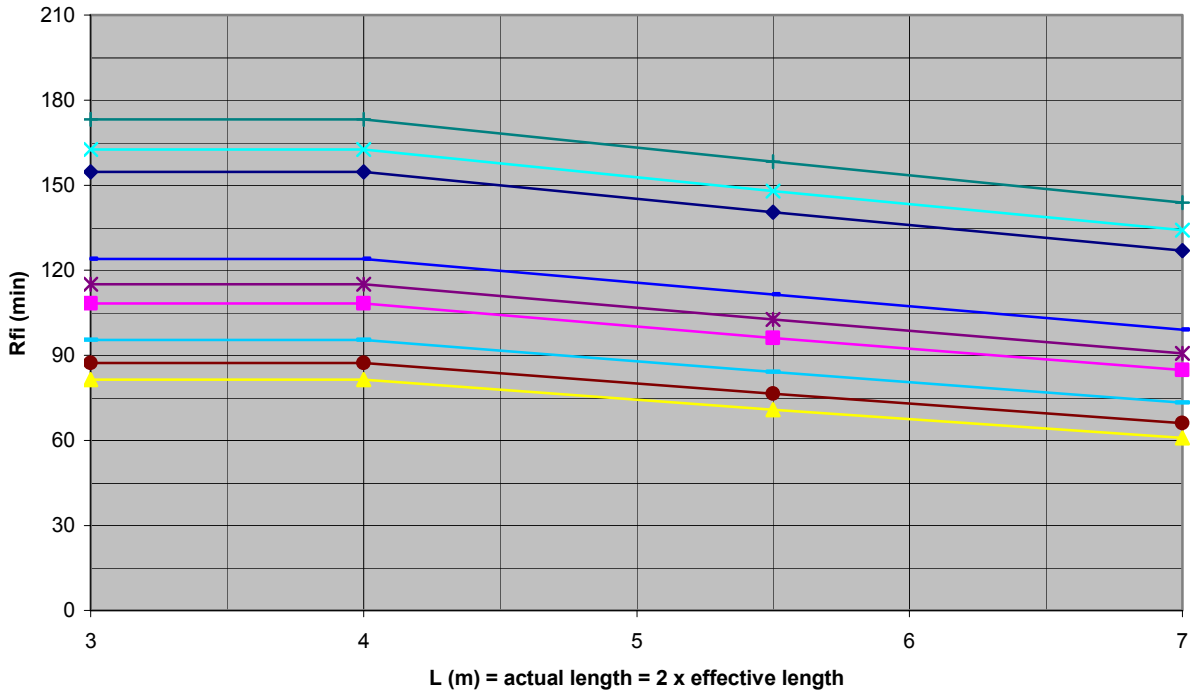
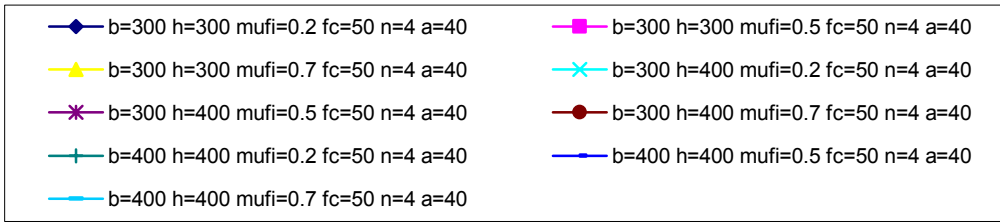
De volgende grafieken geven het berekeningsresultaat van bovenstaande vergelijking voor een aantal prefabkolommen uit de praktijk. De berekening werden gemaakt voor een karakteristieke betonsterkte  $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ . Wanneer de betonsterkte aanzienlijk hoger ligt, geeft de formule lagere brandweerstand en gelden de grafieken niet meer. De volgende symbolen werden gebruikt:

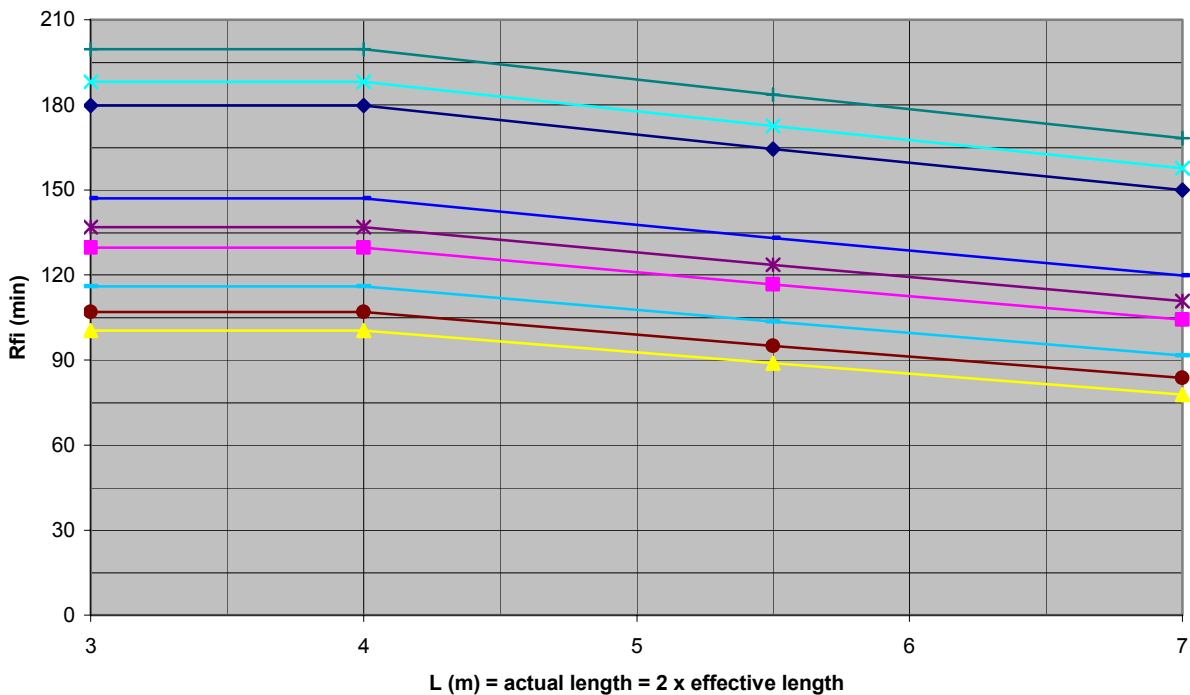
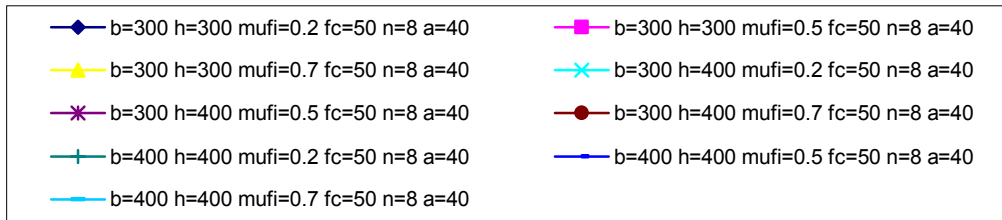
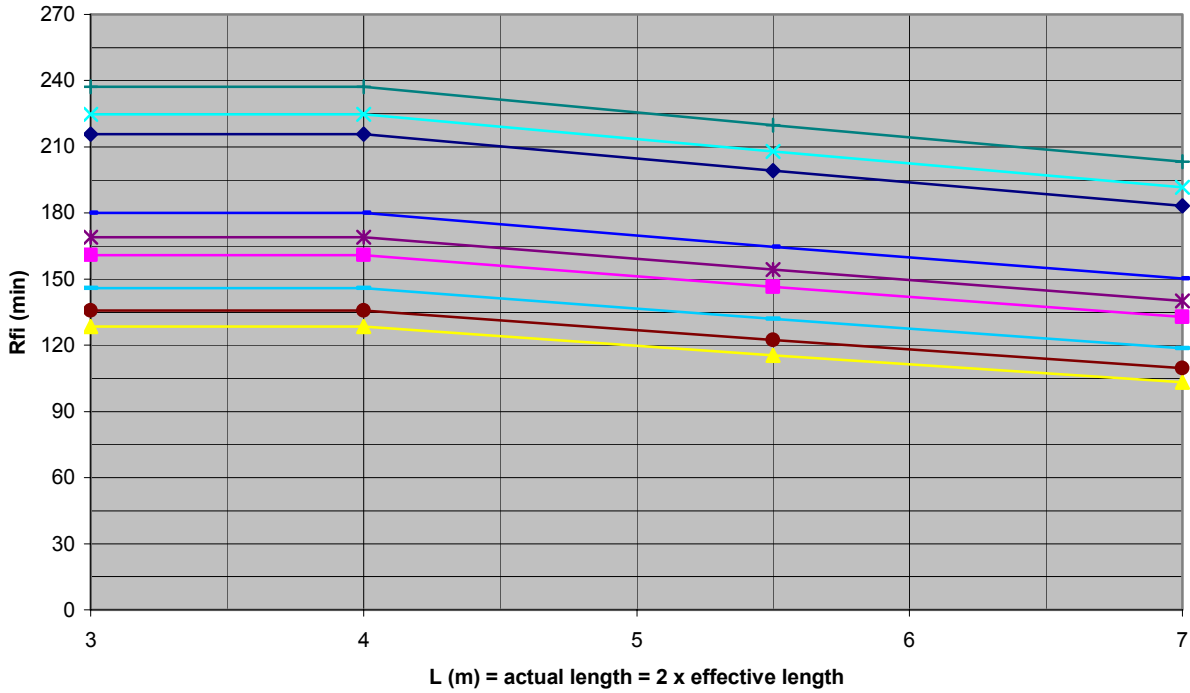
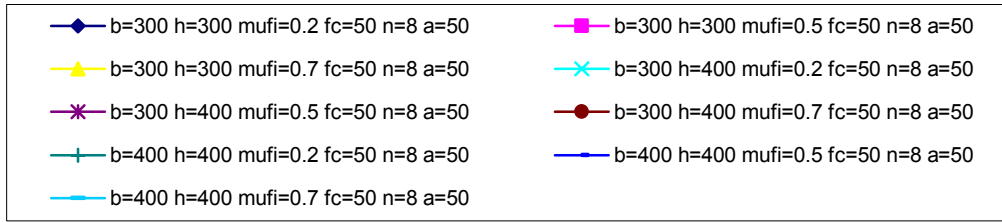
$b$  en  $h$ : breedte en hoogte van de kolomdoorsnede

$\mu_{fi}$  ( $\mu_{fi}$ ) =  $N_{Ed,fi}/N_{Rd}$  belastingsgraad bij brand

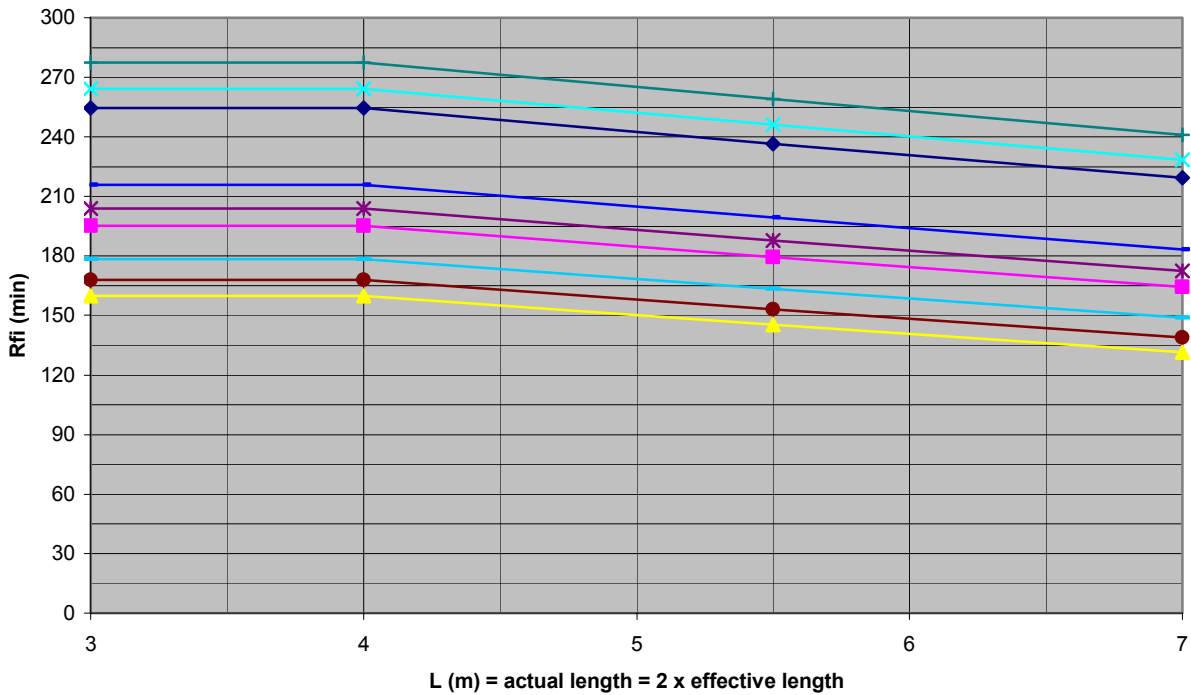
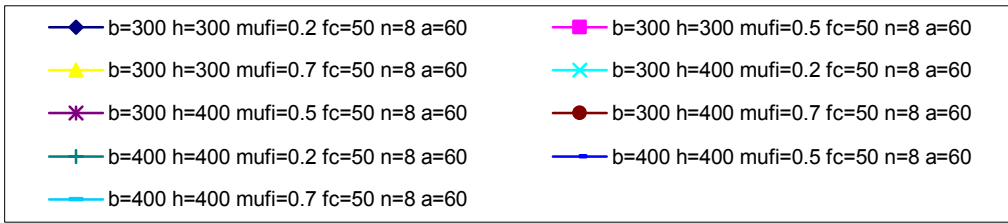
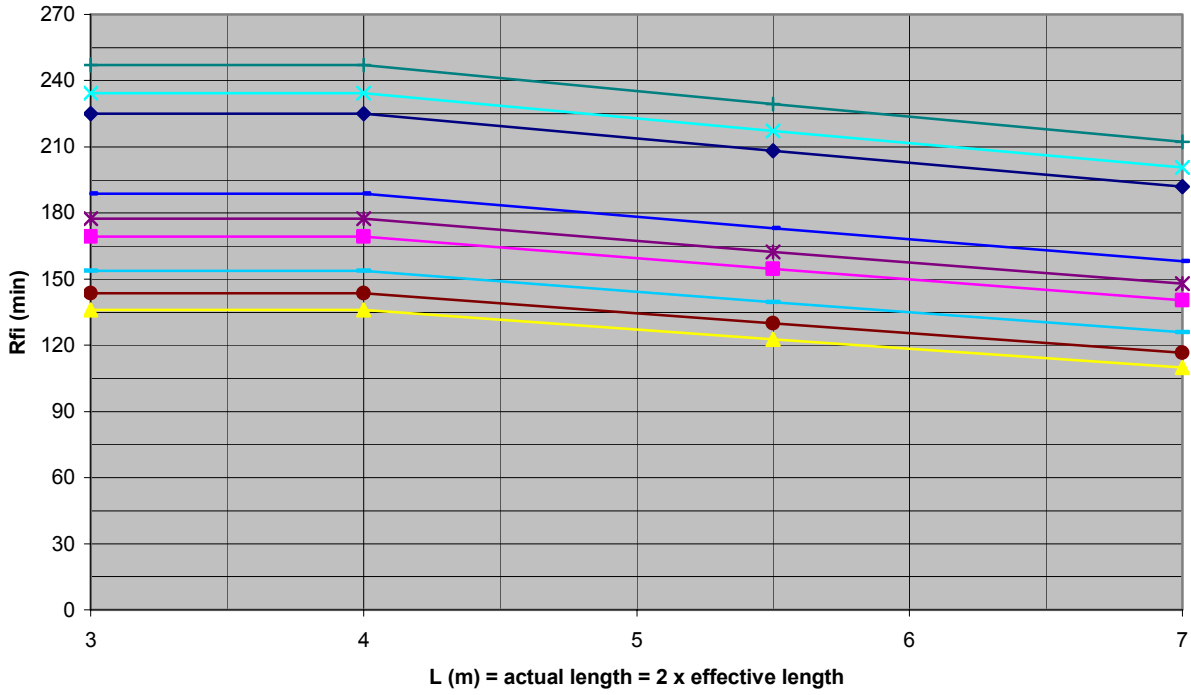
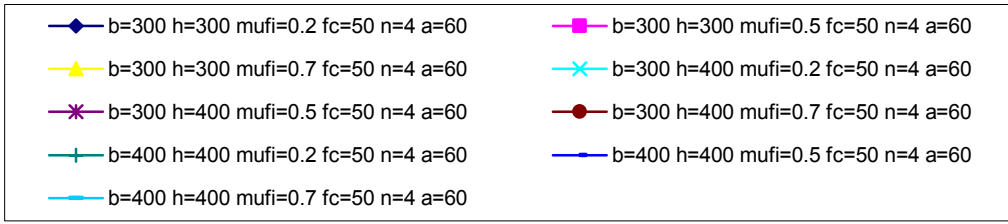
$n$ : aantal langse wapeningsstaven

$a$ : afstand tussen de wapeningsas en de betonoppervlakte









**Methode B** is eveneens enkel geldig voor geschoorde constructies. Ze is gebaseerd op empirische berekeningen waarbij een groot aantal parameters in rekening gebracht werden:

- maximale belastingsgraad
- eerste-orde excentriciteit  $e/b \leq 0,25$  met  $e_{\max} = 100$
- slankheid  $\lambda_{fi} = \ell_{0,fi} / i \leq 30$
- het wapeningspercentage  $\omega$

De resultaten worden gegeven in Tabel 5.2b van Eurocode 2 deel 1-2 [1] .

De Eurocode 2 deel 1-2 geeft in bijlage C een groot aantal tabellen met berekeningsresultaten van kolommen bij brand in functie van de knikweerstand voor geschoorde constructies. De tabellen geven minimumafmetingen van doorsneden en wapeningen in functie van de slankheid , de eerste-orde excentriciteit, het wapeningspercentage en de belastingsgraad.

### 10.6.3 Wanden

Wanden moeten enkel de criteria thermische isolatie "I" en integriteit "E" vervullen. De minimum wanddikte mag niet kleiner zijn dan de waarden gegeven in Tabel 10.13. Wanneer kalksteen granulaten gebruikt worden mag de aangegeven waarde verminderd worden met 10 %. Om overdreven vervormingen te voorkomen en daaruit voortvloeiend verlies van integriteit tussen wand en vloerplaat, mag de verhouding tussen de wandhoogte en de wanddikte niet groter zijn dan 40.

Standaard brandweerstand	EI 60	EI 90	EI 120	EI 180	EI 240
Minimum wanddikte (mm)	80	100	120	150	175

Tabel 10.13 Minimum wanddikte voor niet-dragende wanden (scheidingswanden)

Geprefabriceerde dragende wanden hebben een standaarddikte gaande van 140 tot 240 mm (uitzonderlijk 300 mm). De gemiddelde brandweerstand van 60 minuten wordt bekomen zonder bijkomende maatregelen. Voor hogere brandweerstandes gelden de gegevens van Tabel 10.14.

Standaard brandweerstand	Minimum afmetingen (mm) wanddikte / asafstand (*) voor			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,70$	
	wanden blootgesteld aan één zijde	wanden blootgesteld aan twee zijden	wanden blootgesteld aan één zijde	wanden blootgesteld aan twee zijden
REI 90	120 / 20	140 / 20	140 / 25	170 / 25
REI 120	150 / 25	160 / 25	160 / 35	220 / 35
REI 180	180 / 40	200 / 45	210 / 50	270 / 55
REI 240	230 / 55	250 / 55	270 / 60	350 / 60

(\*) De normaal vereiste minimum betondekking moet in elk geval toegepast worden  $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$  waarbij  $N_{Ed,fi}$  is de rekenwaarde van de axiale belasting bij brand  $N_{Rd}$  is de rekenwaarde van de draagcapaciteit van de wand bij normale temperatuur

Tabel 10.14 Minimum afmetingen en asafstand wapening voor dragende wanden

#### 10.6.4 Voorgespannen holle vloeren

Sinds de jaren 1970 werden meer dan honderd brandproeven uitgevoerd op voorgespannen holle vloerelementen in verschillende laboratoria, zowel in Europa als in Amerika en Japan. De resultaten tonen aan dat, wanneer de proeven uitgevoerd worden met de normale verbindingen tussen de vloeren en hun oplegconstructie, een brandweerstand van 2 tot 3 uur bekomen wordt voor buiging en dwarskrachtbelastingen.

De brandweerstand bij buiging wordt hoofdzakelijk beïnvloed door de verminderde sterkte van de voorspanwapeningen in functie van de temperatuur. Figuur 10.15 geeft temperatuurprofielen in het onderste deel van de betondoorsnede van holle vloerelementen. Proeven op werkelijke grootte hebben aangetoond dat de evolutie van de temperatuur in de zone waar de voorspanstrengen zich bevinden praktisch onafhankelijk is van de dikte van de elementen.

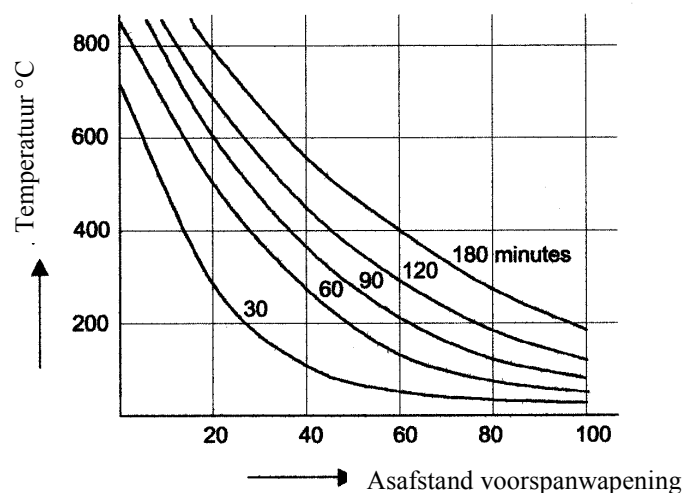


Fig. 10.15 Temperatuur in holle vloeren tijdens een ISO brand voor beton met silicium granulaten

De dwarskrachtcapaciteit van voorgespannen holle vloeren bij brand wordt beïnvloed door de toename van de trekspanningen in de ribben te wijten aan de temperatuursgradiënt en door de toename van de overdrachtslengte van de voorspanstrengen te wijten aan mogelijke slip van de strengen.

Tijdens brand ontstaan trekspanningen in de ribben van holle vloerelementen te wijten aan de incompatibiliteit tussen de geïnduceerde thermische uitzetting over de doorsnede en de vervorming van de elementen. Door de thermische dilatatie van de ondervezels gaat de plaat krom trekken. De resulterende vervorming verloopt echter lineair over de plaatdoorsnede, in tegenstelling tot de temperatuurgradiënt, die parabolisch is. Hierdoor ontstaan drukspanningen in het bovenste en onderste deel van de betondoorsnede en trekspanningen in het midden. Deze laatste geven aanleiding tot scheurvorming in het centrale gedeelte van de doorsnede. Onderzoek over dit onderwerp wordt uitvoerig behandeld in [4].

Om voldoende dwarskrachtcapaciteit te bekomen moet men er voor zorgen dat mogelijke scheuren in de ribben van de elementen gesloten blijven om de overdracht van schuifkrachten mogelijk te maken door het zogenaamde opsluitingseffect (interlocking effect). Gescheurde betondoorsnedes kunnen inderdaad even goed dwarskracht opnemen als ongescheurde doorsnedes op voorwaarde dat de scheur niet opengaat. De scheurranden zijn immers ruw en

door de vertanding kunnen schuifkrachten overgedragen worden. Door de wigvorming bij de krachtsoverdracht ontstaan zijdelingse trekcomponenten. Bij holle vloeren worden deze opgenomen door de dwarsketting aan de opleggingen. Uit proeven en berekeningen blijkt dat deze kettingwapeningen perfect in staat zijn om de zijdelingse krachten op te nemen en aldus voor de volledige krachtsoverdracht doorheen de scheuren te zorgen. De volgende verbindingen spelen hierbij een essentiële rol:

- wapeningen in open sleuven of in de langse voegen tussen de vloerelementen ter plaatse van de opleggingen; de wapeningen bevinden zich in het centrale gedeelte van de doorsnede, juist daar waar de thermische spanningen optreden (Figuur 10.16);
- omtrekskettingen spelen eveneens een gunstige rol voor het behoud van de dwarskrachtcapaciteit van de elementen bij brand; omtrekskettingen belemmeren immers rechtstreeks en onrechtstreeks de uitzetting van de vloeren, enerzijds door de stijfheid van de ringbalk en de oplegconstructie, anderzijds door de onderlinge samenhang van de elementen;
- constructieve druklagen verhogen de brandweerstand van een vloer, direct door de grotere massa en stijfheid van de doorsnede en indirect door de aldus ontstane samenhang van de vloerelementen; net zoals bij omtrekskettingen zorgt de koudere druklaag er immers voor dat de uitzetting van de aan brand onderworpen vloerelementen geblokkeerd wordt, waardoor het interlocking effect ten volle kan functioneren; het blokkerings-effect van de druklaag werd tijdens brandproeven vastgesteld;
- de onderflens van stalen oplegbalken moet tegen brand beschermd worden om de overdracht van de oplegreactie doorheen de onderkant van de plaat mogelijk te maken; de overdracht van de oplegreactie via ophangbeugels boven de oplegbalken (Figuur 10.16 b) zal immers bijkomende trekspanningen in de ribben veroorzaken en aldus de dwarskrachtsterkte van de vloeren bij brand verminderen.

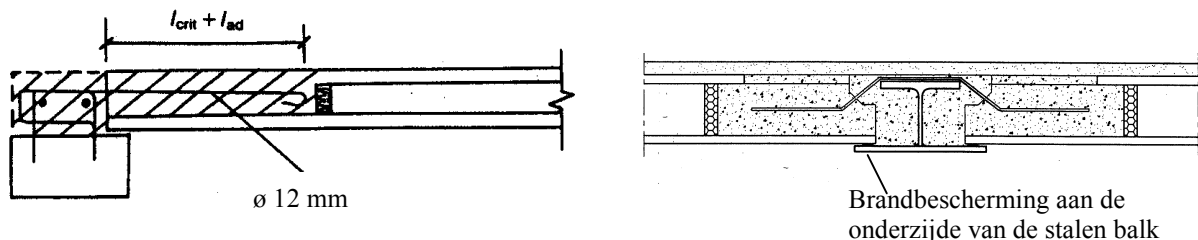


Fig. 10.16 Verbinding van holle vloerelementen met (a) betonnen en (b) stalen oplegbalken

Tijdens brandproeven op voorgespannen elementen met voorspanstrengen heeft men vastgesteld dat er slip kan optreden op de verankering van de strengen. Het fenomeen treedt vooral op tijdens proeven op statisch opgelegde holle vloerelementen zonder verbindingen aan de opleggingen. De grootte van de slip varieert van enkele mm tot 10 mm en meer. De slip wordt voornamelijk beïnvloed door de trekspanningen die in de ribben van de holle elementen optreden te wijten aan de thermische vervormingen (sectie 10.3.3).

Proeven hebben aangetoond dat de slip geheel of grotendeels voorkomen kan worden door de betonmassa rond de strengen op het uiteinden te omsluiten met beugels of andere wapeningen. In deze context zullen de wapeningen in de kettingbalk aan de oplegging de slip beperken. Ook kleinere diameters van de voorspanwapening hebben een gunstig effect op het verminderen van de slip. Men heeft aldus vastgesteld dat voorspandraden weinig of geen slip vertonen.

Het wordt in elk geval aanbevolen om rekening te houden met een grotere overdrachtslengte van de voorspanning bij het ontwerp van voorgespannen holle vloeren bij brand, bijvoorbeeld 1,50  $l_{pt}$  ( $l_{pt}$  is de basiswaarde van de overdrachtslengte).

### Bepaling van de brandweerstand van holle vloeren door berekening

De brandweerstand van voorgespannen holle vloeren kan berekend worden met de methode die in sectie 10.5.2 gegeven wordt. Hierna wordt een berekeningsvoorbeeld gegeven voor de buigsterkte in uiterste grenstoestand R120 van een holle vloer met een dikte van 265 mm.

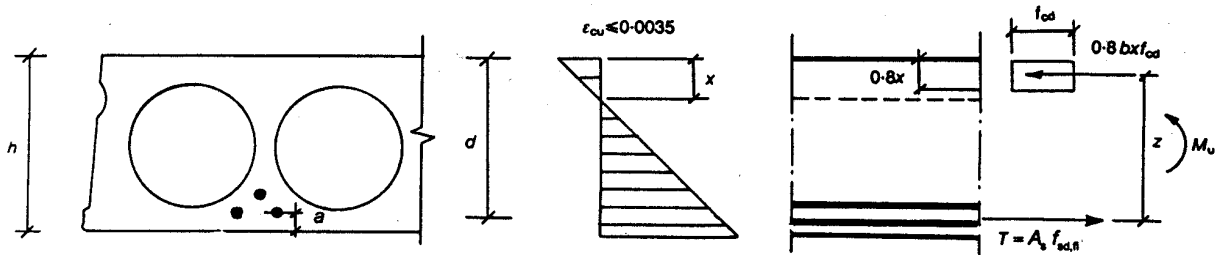


Fig. 10.17 Berekeningsmodel in de uiterste grenstoestand bij brand voor een holle vloerplaat

De buigsterkte bij 120 minuten ISO brand kan als volgt berekend worden:

- plaattype:  $h = 265$  mm

- voorspanwapening:  $10 \text{ } \varnothing \frac{3}{8}$  ' op  $a_1 = 40$  mm  $A_s = 10 \times 51,6 = 516 \text{ mm}^2$   
 $4 \text{ } \varnothing \frac{3}{8}$  ' op  $a_2 = 60$  mm  $A_s = 4 \times 51,6 = 206,4 \text{ mm}^2$

- temperatuur strengen: eerste laag:  $a_1 = 40$  mm  $\rightarrow \theta_i = 440$  °C en  $f_{py,\theta} = 0,36 \times 0,9 f_{pk}$   
 $= 0,36 \times 0,9 \times 1860 \text{ N/mm}^2$   
 tweede laag:  $a_2 = 60$  mm  $\rightarrow \theta_i = 300$  °C en  $f_{py,\theta} = 0,72 \times 0,9 f_{pk}$   
 $= 0,72 \times 0,9 \times 1860 \text{ N/mm}^2$

- hefboomsarm  $z = h - \frac{0.8x}{2} - a \rightarrow x = 17$  mm

- buigmoment  $M_{RU,120} = 516 \times (0,36 \times 0,9 \times 1860) \times (265 - 6,8 - 40)$   
 $+ 206,4 \times (0,72 \times 0,9 \times 1860) \times (265 - 6,8 - 60)$   
 $= 67,85 + 49,30 = 117,15 \text{ kNm}$

Het gewicht van de plaat is  $3,8 \text{ kN/m}^2$ , de afwerklaag weegt  $1,2 \text{ kN/m}^2$  en de nuttige belasting is  $3,0 \text{ kN/m}^2$  (Eurocode 1 - kantoorruimten). De rekenwaarde van het optredend moment in de uiterste grenstoestand is:

$$M_{dU} = 1/8 (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) \times L^2$$

Bij brand wordt  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$  en  $\psi_1 = 0,5$  (zie 10.5.2). De waarde van  $M_{dU}$  voor een overspanning van 12 m is:

$$M_{dU} = 1/8 ((3,8 + 1,2) + 0,5 \times 3,0) \cdot 12^2 = 117,0 \text{ kNm}$$

$$\text{en } M_{dU} < M_{RU}$$

### ***Bepaling van de brandweerstand met tabellen***

De brandweerstand van gewapende en voorgespannen holle vloeren kan eveneens bepaald worden met behulp van tabellen. Tabel 10.18 komt uit de CEN Productnorm voor holle vloerelementen [5]. De Tabel geeft de dikte  $h$  van de plaat en de waarden van de asafstand  $a$  van de wapeningen in functie van de vereiste brandweerstand voor statisch opgelegde vloeren in gewoon beton met siliciumgranulaten.

Standaard brandweerstand	Minimum plaatdikte $h$ (mm)	Minimum asafstand $a$ (mm)	
		Wapeningsstaal	Voorspandraden en strengen
R 60	120	20	35
R 90	140	30	45
R 120	160	40	55
R 180	200	55	70

Tabel 10.18 Minimum plaatdikte en asafstanden voor statisch opgelegde holle vloeren

### **10.6.5 TT-vloeren**

De brandweerstand van TT-vloeren hangt af van de dwarsdoorsnede van de ribben, de flensdikte en de betondekking op de wapeningen. Tabel 10.11 is van toepassing voor de minimum afmetingen van de doorsnede en overeenstemmende asafstanden van de hoofdwapening in functie van de vereiste brandweerstand.

## **10.7 Brandweerstand van constructieve verbindingen**

De principes en oplossingen die gebruikt worden voor de brandweerstand van constructieve elementen blijven ook geldig voor het ontwerp van verbindingen: minimum betondoorsneden en voldoende betondekking op de wapeningen. De ontwerpfilosofie is gebaseerd op de grote brandbescherming van beton. De meeste betonnen verbindingen vereisen normaal geen bijkomende maatregelen. Dit is eveneens het geval voor oplegdetails zoals opleggingen in neopreen, vermits deze beschermd worden door de omringende componenten. Andere beschouwingen houden verband met de geschiktheid van de verbinding om mogelijk grote vervormingen en rotaties op te nemen. Hierna worden enkele aanbevelingen gegeven in verband met specifieke verbindingen.

### ***- Deuvelverbindingen***

Statisch bepaalde oplegverbindingen tussen prefabelementen gedragen zich uitstekend bij brand omwille van de hoge rotatiecapaciteit. Deuvelverbindingen zijn een goede oplossing om horizontale krachten over te dragen bij statisch bepaalde opleggingen. Ze behoeven geen bijzondere maatregelen tegen brand vermits de deuvel goed beschermd is door het omringende beton. Bovendien kan de deuvelverbinding zorgen voor een bijkomende stijfheid van de constructie

omwille van het semi-stijf gedrag. Na een bepaalde horizontale verplaatsing wordt een inwendig krachtenkoppel gevormd tussen de deugel en het omringende beton, waardoor een bijkomende stijfheid in de uiterste grenstoestand bekomen wordt. Dit fenomeen wordt normaal niet in acht genomen bij het ontwerp, maar geeft niettemin een bijkomende veiligheid aan de constructie.

### **- Balk-vloer verbindingen**

De verbindingen tussen geprefabriceerde vloeren en hun oplegbalken bevinden zich in de koude zone van de constructie en worden derhalve niet aangetast bij brand. De plaats van de langse kettingwapeningen in de vloer (langs betekent in de richting van de vloeroverspanning) is bij voorkeur in het midden van de vloerdikte, ofwel gebruikt men haarspeldwapeningen.

Bij continue vloerconstructies schrijft Eurocode 2 deel 1-2 [1] voor om voldoende doorlopende trekwapeningen te plaatsen in de vloer om mogelijke veranderingen van positieve en negatieve momenten te kunnen opvangen.

### **- Stalen hulpstukken en verbindingen**

Mechanische hulpstukken voor verbindingen moeten op dezelfde wijze tegen brand beschermd worden als alle andere constructieonderdelen. Stalen hulpstukken die met beton omhuld zijn zullen een lagere temperatuur hebben dan niet-omhuld staal, omwille van de lage thermische geleidbaarheid van het beton. Het wordt echter aanbevolen om altijd voldoende brandbescherming aan te brengen op blootgestelde onderdelen van verbindingen zoals bouten, stalen hoekprofielen, enz.

### **- Voegen**

Voegen tussen geprefabriceerde elementen moeten zodanig gedetailleerd worden dat ze beantwoorden aan de gestelde criteria voor stabiliteit, integriteit en isolatie.

Langse voegen tussen geprefabriceerde vloeren en wanden vereisen normaal geen speciale bescherming. De voorwaarde voor thermische isolatie en constructieve integriteit is een minimum voegdikte (element plus afwerkklagen) in overeenstemming met de vereiste brandweerstand. De voegen moeten gesloten blijven. Deze laatste prestatie kan gerealiseerd worden door de kettingwapeningen in de omtreksvoeg. Voegen tussen brandmuren en kolommen moeten over hun volledige hoogte met wapeningen verbonden worden, ofwel moet een speciaal profiel voorzien worden in de kolomdoorsnede (Figuur 10.19).



Fig. 10.19 Verbinding tussen brandmuren en kolommen

## **10.8 Brandproef op een geprefabriceerd industrieel gebouw**

In 1973 werd een brandproef uitgevoerd op een experimentele prefabhal in het laboratorium voor Brandweerstand van de Rijksuniversiteit te Gent. De proef had verschillende doelstellingen:

- een wetenschappelijke analyse maken van een werkelijke brand; laboratoriumproeven geven over het algemeen veel kleinere brandweerstand dan deze die men bij werkelijke branden vaststelt; dit is vooral te wijten aan de zeer strenge proefomstandigheden waarbij alle meest ongunstige voorwaarden gecumuleerd worden zoals: isostatisch opgelegde elementen zonder verbindingen, maximale dienstlast gedurende de volledige proef en een zeer grote brandlast;
- de intensiteit en brandduur volgens de ISO-curve toetsen aan een werkelijke brandlast van 125 kg gedroogd en fijn gezaagd hout per m<sup>2</sup> vloeroppervlakte;
- aantonen dat prefabconstructies een goede brandweerstand hebben.

Het gebouw had een oppervlakte van 12 x 18 m en een vrije hoogte van 6 m onder de dakliggers. Het skelet bestond uit drie portieken, telkens samengesteld uit 2 kolommen en een voorgespannen dakligger van 18 m lengte. Het dakbedekking bestond uit verschillende types elementen en er was ook een kleine tussenvloer (Fig 10.20).

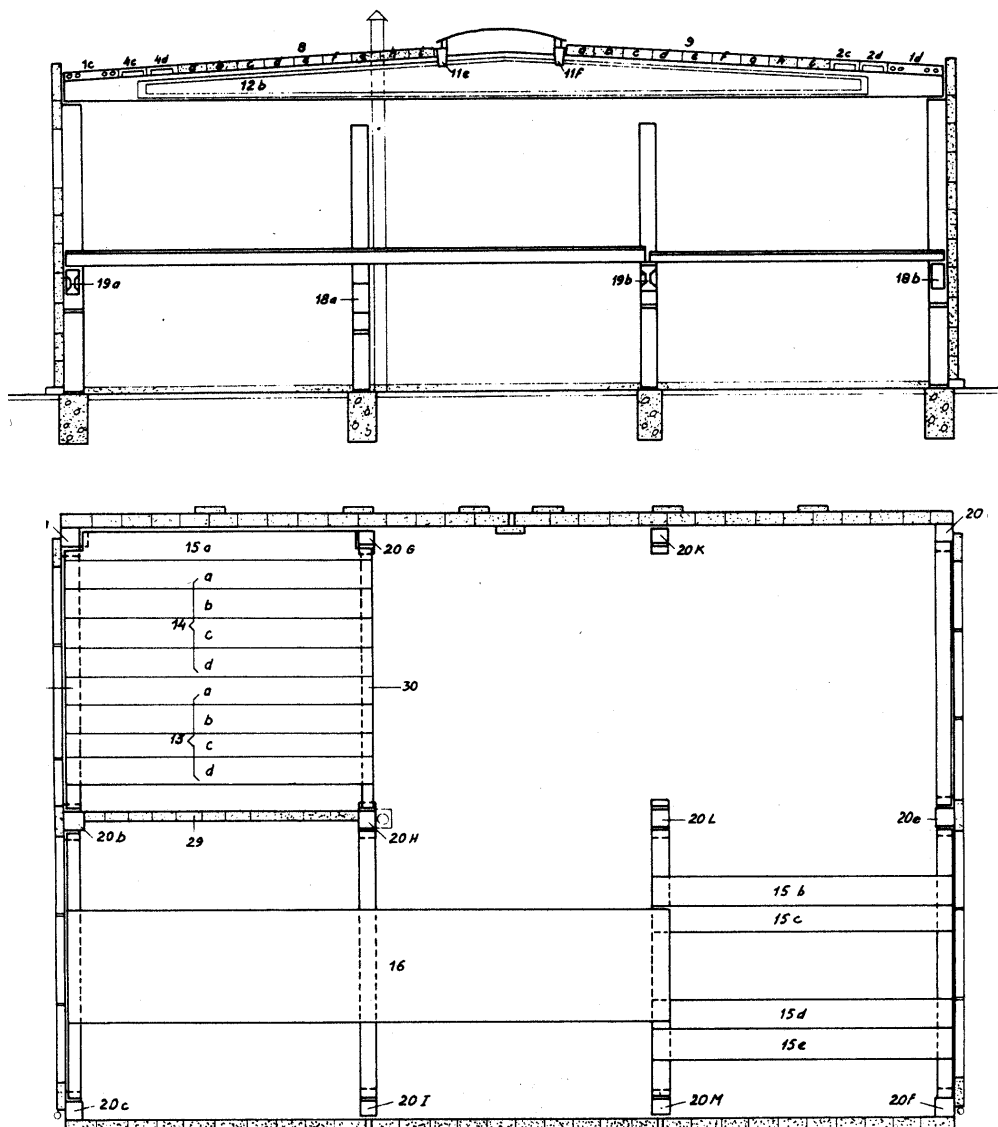


Fig. 10.20 Doorsnede en grondplan van het experimenteel gebouw



De brandlast bestond uit 125 kg los gestapeld hout per m<sup>2</sup>, bedoeld om een brand volgens de ISO-curve te bekomen. Ongeveer 80 thermokoppels waren in het gebouw geplaatst om de temperatuur in de ruimte en in de elementen te meten.

Het geprefabriceerde gebouw heeft de brand zeer goed doorstaan, inbegrepen de grote thermische vervormingen. Tijdens de brand stelde men vast dat na een beginvertraging de werkelijke temperatuur gedurende ongeveer 70 minuten de ISO-curve gevolgd heeft.

Na de brand werd een nauwkeurige analyse gemaakt van de gebruikte elementen en materialen. Een van de dakbalken werd hersteld met spuitbeton zonder enige toevoeging van bijkomende wapeningen. Nadien werd hij aan een belastingsproef onderworpen in het Laboratorium Magnel. De balk is bezweken bij een nuttige belasting die 2,45 maal groter was dan de toegelaten belasting bij normale temperatuur, met andere woorden ongeveer dezelfde waarde als een nieuwe balk. Er werden eveneens breukproeven uitgevoerd op een reeks andere elementen, echter zonder voorafgaandelijke herstelling. Alle resultaten lagen hoger dan de berekende gebruiksbelasting. Een gedetailleerde beschrijving van de proef is te vinden in het tijdschrift Beton [6].

## Referenties

- [1] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules – Structural fire design; prEN 1992 – 2 (draft, March 2004)
- [2] CEB Bulletin N° 208 - Fire design of concrete structures Comité Euro-International du Béton, July 1991
- [3] Eurocode 0: Basis of structural design - EN 1990 CEN, rue de Stassart 36 B-1050 Brussels
- [4] Shear resistance of prestressed hollow core floors exposed to fire - Ir. Arnold Van Acker - journal of the fib Structural Concrete,
- [5] CEN Standard Precast concrete products - Hollow core slabs for floors; prEN 1168
- [6] Experimentele brand van een geprefabriceerd industrieel gebouw – Syntheseverlag – ir. F. Almey, prof. Dr ir R. Minne, ir. A. Van Acker; uittreksel uit het Tijdschrift Beton nr.40 (FEBE) april 1977.