



Research Fund  
for Coal & Steel

# MATCS<sup>+</sup>

Membraanwerking van staal-beton constructies  
tijdens brand

## Constructieve Achtergronddocument

R. Hamerlinck  
O. Vassart  
B. Zhao

# VOORWOORD

## **Membraanwerking bij het ontwerp bij brand van een staalplaat-betonvloer met stalen standaard liggers of liggers met ronde gaten - Valorisatie (MACS+)**

Dit project is gefinancierd met steun van de Europese Commissie, Onderzoeks Fonds voor Kolen en Staal (RFCS).

Deze publicatie geeft slechts de zienswijze van de auteur weer en de Commissie kan niet aansprakelijk gesteld voor enig gebruik dat kan worden gemaakt van de hierin opgenomen informatie.

De publicatie is gemaakt als het resultaat van verschillende onderzoeksprojecten:

- het RFCS Project FICEB+
- het RFCS Project COSSFIRE
- het project Leonardo Da Vinci 'Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors' (FRACOF).
- een eerder project gesponsord door ArcelorMittal en CTICM samen en uitgevoerd door een samenwerkingsverband van CTICM en SCI.

De eenvoudige ontwerpmethode was aanvankelijk ontwikkeld als een resultaat van brandproeven op grote schaal uitgevoerd op een meerverdiepinggebouw met een staalskelet op de testfaciliteit van het Building Research Establishment in Cardington in Groot-Brittannië. Veel van de theoretische basis van de ontwerpmethode bestaat sinds de late jaren 1950, met achtereenvolgende studies naar het constructieve gedrag van gewapend betonplaten bij kamer temperatuur. De eerste versie van de eenvoudige ontwerpmethode was beschikbaar in de SCI Design Guide P288 'Fire Safe Design: A new approach to Multi-story Steel Framed Buildings', 2 Ed.

Hoewel de toepassing van de methode bij het brandwerendheidsontwerp relatief nieuw is, is de constructieve basis van de methode algemeen bekend.

De eenvoudige ontwerpmethode werd geïmplementeerd in een software programma door SCI in 2000 en een geupdate versie werd uitgegeven in 2006, na verbeteringen in de eenvoudige ontwerpmethode.

Waardevolle bijdragen warden ontvangen van:

- Mary Brettle, The Steel Construction Institute
- Ian Sims, The Steel Construction Institute
- Louis Guy Cajot, ArcelorMittal
- Renata Obiala, ArcelorMittal
- Gisèle Bihina, CTICM
- Mohsen Roosefid, CTICM



# Inhoud

	<b>Pagina</b>	
1	INTRODUCTIE	1
2	CARDINGTON BRANDPROEVEN PROGRAMMA	3
2.1	Onderzoeksprogramma	3
2.2	Test 1: Opgesloten ligger	4
2.3	Test 2: Vlak raamwerk	7
2.4	Test 3: Hoek	8
2.5	Test 4: Hoek	10
2.6	Test 5: Groot compartiment	12
2.7	Test 6: De kantoor-demonstratietest	13
2.8	Test 7: Middencompartiment	17
2.9	Algemene opmerkingen bij het waargenomen gedrag	21
3	PARKEERGARAGE BRANDPROEVEN, FRANKRIJK	22
4	BEWIJS UIT ECHTE BRANDEN EN ANDERE LANDEN	28
4.1	Broadgate	28
4.2	Churchill Plaza gebouw, Basingstoke	30
4.3	Australische brandproeven	31
4.3.1	William Street-brandproeven en ontwerpbenadering	31
4.3.2	Collins Street brandproeven	34
4.3.3	Conclusies uit het Australische onderzoek	35
4.4	Duitse brandproef	35
4.5	Experimenteel werk bij kamertemperatuur	36
4.6	Experimenteel werk bij hogere temperatuur	37
5	EENVOUDIGE ONTWERPMETHODE	38
5.1	Introductie in vloeilijentheorie en membraanwerking	38
5.1.1	Plaat met volledige verhinderde vervorming in het vlak van de plaat	39
5.1.2	Plaat zonder verhinderde vervorming in het vlak	40
5.1.3	Effect van membraanspanningen op vloeilijnen	42
5.2	Berekening van de weerstand van staalplaat-betonvloeren in overeenstemming met de eenvoudige ontwerpmethode	43
5.2.1	Berekening van de weerstand	44
5.2.2	Afleiding van een uitdrukking voor parameter k	46
5.2.3	Afleiding van een uitdrukking voor parameter b	48
5.2.4	Membraankrachten	51
5.3	Bezwijken van beton op druk	58
6	ONTWIKKELING VAN DE ONTWERPHANDLEIDING	58
6.1	Ontwerpaannamen	58
6.2	Bezwijkcriterium	59
6.2.1	Plaatdoorbuiging	60
6.2.1.1	Thermische effecten	60
6.2.1.2	Mechanische rekken in de wapening	61
6.2.1.3	Berekening van de plaatdoorbuiging die is toegestaan bij de berekening van membraankrachten	62
6.2.2	Calibratie op de Cardington brandproeven	62
6.3	Ontwerpmethode	64
6.3.1	Berekening van de draagkracht voor de plaat	65
6.3.2	Berekening van de draagkracht voor onbeschermdde liggers	65
6.4	Ontwerp van de brandwerend beschermde liggers op de omtrek	66
6.4.1	Onbeschermdde liggers met randliggers aan beide zijden	68

6.4.1.1	Vloeilijn evenwijdig aan onbeschermd liggers	68
6.4.1.2	Vloeilijn loodrecht op onbeschermd liggers	70
6.4.2	Onbeschermd liggers met een randligger aan één zijde	71
6.4.2.1	Vloeilijn evenwijdig aan onbeschermd liggers	71
6.4.2.2	Vloeilijn loodrecht op onbeschermd liggers	72
6.4.3	Vloerzone zonder randliggers	74
6.4.4	Ontwerp van randliggers	74
6.5	Thermische Analyse	74
6.5.1	Zichtfactoren	75
6.5.2	Materiaaleigenschappen	77
6.5.3	Interne warmte-overdracht door geleiding	78
6.5.4	Ontwerptemperaturen voor onbeschermd stalen liggers	79
7	BRANDWERENDHEIDSTEST VAN EEN STAAL-BETON VLOERSYSTEEM OP WARE GROOTTE	81
7.1	Toepassingsgebied	81
7.2	FRACOF Test	81
7.2.1	Testproefstuk	81
7.2.2	Testmethodologie	85
7.2.3	Resultaten	88
7.2.3.1	Temperatuurverschillen in de constructie	88
7.2.3.2	Verplaatsingsverschillen van de constructieve elementen	91
7.2.3.3	Gedrag van de staalplaat-betonvloer waargenomen gedurende de test	93
7.2.4	Opmerkingen bij de testresultaten	95
7.3	COSSFIRE Brandproef programma	97
7.3.1	Testproefstuk	97
7.3.2	Meting van de testresultaten	99
7.3.3	Belangrijkste experimentele resultaten	101
7.3.4	Waarneming bij de brandproeven	104
7.4	Brandproef op grote schaal op een staalplaat-betonvloer op stalen liggers met ronde gaten met grote overspanning	108
7.4.1	Testproefstuk	108
7.4.2	Ontwerpbelastingen	111
7.4.3	Ontwerp van de brand	111
7.4.4	Instrumentering	112
7.4.5	Ligger-/plaatdoorbuiging	113
7.4.6	Membraanwerking in de vloerplaten	119
7.4.7	Conclusies	120
8	NUMERIEKE PARAMETERSTUDIES	122
8.1	Toepassingsgebied	122
8.2	Verificatie van het numerieke model ANSYS met de FRACOF test	122
8.2.1	Algemeen	122
8.2.2	Constructieve Analyse	122
8.2.3	Warmte-overdrachtsanalyse	123
8.2.4	Mechanische gedrag van de constructieve elementen	125
8.3	Verificatie van het numerieke model SAFIR met brandproeven	127
8.3.1	Algemeen	127
8.3.2	SAFIR versus de FRACOF test	127
8.3.2.1	Brandbelasting	127
8.3.2.2	Thermische analyses: Numerieke modellen en belangrijkste resultaten	127
8.3.2.3	Constructieve analyse	130
8.3.3	SAFIR versus de Cossfireproef	132
8.3.3.1	Brandbelasting	132

8.3.3.2	Thermische analyses: Numerieke modellen en belangrijkste resultaten	132
8.3.3.3	Constructieve analyse	135
8.3.4	SAFIR versus de FICEB test	137
8.3.4.1	Brandbelasting	137
8.3.4.2	Thermische analyses: Numerieke modellen en belangrijkste resultaten	138
8.3.4.3	Constructieve analyse	141
8.4	Numerieke parameterstudie met de standaardbrandkromme	143
8.4.1	Invoergegevens voor de parameterstudie	143
8.4.2	Uitvoergegevens van de parameterstudie	150
8.4.2.1	Maximum doorbuiging van de vloer	150
8.4.2.2	Rek van het stalen wapeningsnet	154
8.5	Conclusie	159
9	LITERATUUR	161

# SAMENVATTING

Brandproeven op grote schaal (uitgevoerd in een aantal landen) en waarnemingen van branden in gebouwen hebben laten zien dat de prestatie bij brand van gebouwen met een staalskelet en staalplaat-betonvloeren veel beter is dan de resultaten van standaardbrandproeven op afzonderlijke constructie-elementen. Het is duidelijk dat er grote reserves zitten in de brandwerendheid van moderne gebouwen met een staalskelet en dat standaardbrandproeven op elementen los van hun constructieve omgeving niet een bevredigende indicatie geven van de prestatie van dergelijke constructies.

Als gevolg van de waarneming en analyse van het programma van BRE Cardington met brandproeven op grote schaal, uitgevoerd gedurende 1995 en 1996, is er een eenvoudige ontwerpmethode ontwikkeld op basis van membraankrachten in een staal-beton vloerconstructie, die het ontwerpers mogelijk maakt de inherente brandwerendheid van een staal-betonvloersysteem te benutten zonder gebruik te hoeven maken van ingewikkelde eindige elementenanalyses van het gedrag van een compleet gebouw. Deze innovatieve ontwerpmethode is echter, als gevolg van het specifieke verschijnsel, nog steeds onbekend bij de meeste constructeurs en controlerende instanties. Daarom is dit technisch document gemaakt om alle benodigde achtergrondinformatie te leveren, zodat de lezer geholpen wordt om de basis van de ontwerpaanbevelingen van de genoemde eenvoudige ontwerpmethode gemakkelijk te begrijpen.

In dit technisch document wordt de theoretische basis van de eenvoudige ontwerpmethode en de ontwikkeling daarvan voor de toepassing van het ontwerp en de berekening bij brand beschreven. In dit document wordt ook een belangrijk overzicht van bestaande, relevante brandproeven uitgevoerd in gebouwen op ware grootte in de wereld beschreven en de overeenkomstige testdata worden samengevat. Tevens is informatie opgenomen van waarnemingen van het gedrag van verdiepinggebouwen in echte branden. Anderzijds geeft het document een gedetailleerde verklaring van de nieuwe brandproeven op grote schaal op staal-beton vloersystemen uitgevoerd tijdens een lange duur standaardbrand die meer bewijzen oplevert over de geldigheid van de eenvoudige ontwerpmethode. Het conservatisme van de eenvoudige ontwerpmethode wordt ook duidelijk geïllustreerd aan de hand van de vergelijking met de numerieke parameterstudie uitgevoerd met behulp van geavanceerde berekeningsmodellen.

# 1 INTRODUCTIE

Brandproeven op grote schaal (uitgevoerd in een aantal landen) en waarnemingen van branden in gebouwen hebben laten zien dat de prestatie bij brand van gebouwen met een skeletconstructie van staal-beton met staalplaat-betonvloeren (verbonden met de stalen liggers door middel van stiftdeuvels) veel beter is dan de resultaten van standaardbrandproeven op staalplaat-betonvloeren van staal-betonliggers als afzonderlijke constructie-elementen. Het is duidelijk dat er grote reserves zitten in de brandwerendheid van moderne gebouwen met een staalskelet en dat standaardbrandproeven op elementen los van hun constructieve omgeving niet een bevredigende indicatie geven van de werkelijke prestatie van dergelijke constructies.

Uit analyse volgt dat deze uitstekende prestatie bij brand het gevolg is van het ontwikkelen van membraan-trekkkrachten in de gewapend betonplaat en de kabelwerking van de stalen liggers.

Als gevolg van de bovenbeschreven waarneming en analyse is er in Groot-Brittannië een nieuwe ontwerpmethode bij brand ontwikkeld voor moderne verdiepinggebouwen met een staalskelet. Een ontwerphandleiding en software ontwerptools voor staal-betonvloersystemen gebaseerd op deze methode werden voor het eerst gepubliceerd in 2000. Vele gebouwen in Groot-Brittannië hebben sindsdien geprofiteerd van de toepassing van deze eenvoudige ontwerpmethode, met als gevolg een reductie in de kosten voor brandwerende bescherming<sup>(1)</sup>.

De ontwerpmethode maakt het ontwerpers mogelijk voordeel te trekken uit het gedrag van het gehele gebouw, waarbij sommige liggers onbeschermd kunnen blijven terwijl het veiligheidsniveau gehandhaafd blijft zoals dat van volledig brandwerend beschermde constructies verwacht mag worden. Met de ontwerpmethode is het mogelijk de brandwerendheid van gedeeltelijk beschermde staal-beton vloerconstructies te bepalen bij blootstelling aan een natuurlijke brand of een standaardbrand. Dit laatste is interessant, omdat dit betekent dat de ontwerpmethode toegepast kan worden door ontwerpende constructeurs zonder dat specialistische kennis van brandveiligheid (fire safetyengineering) nodig is.

Hoewel uitgebreid toegepast in Groot-Brittannië, is de verbetering van de brandwerendheid door membraan- en kabelkrachten nog steeds een erg nieuw concept voor de meerderheid van de constructeurs en controlerende instanties in Europa. Om deze potentiële gebruikersgroepen te informeren, heeft dit document als doel om een degelijk, technisch ondersteuningspakket te bieden voor deze ontwerpmethode, bestaande uit:

- een overzicht van de beschikbare bewijsvoering van de prestatie van staal-beton vloerconstructies in brandproeven op grote schaal en van branden in gebouwen;
- een gedetailleerde verklaring van de theoretische achtergrond van het eenvoudige ontwerpmodel voor staal-beton vloersystemen ondersteund door standaard profielen of door liggers met ronde gaten;
- een beschrijving van de fundamentele aannamen in het eenvoudige ontwerpmodel voor de bepaling van de brandwerendheid van staal-beton vloersystemen;

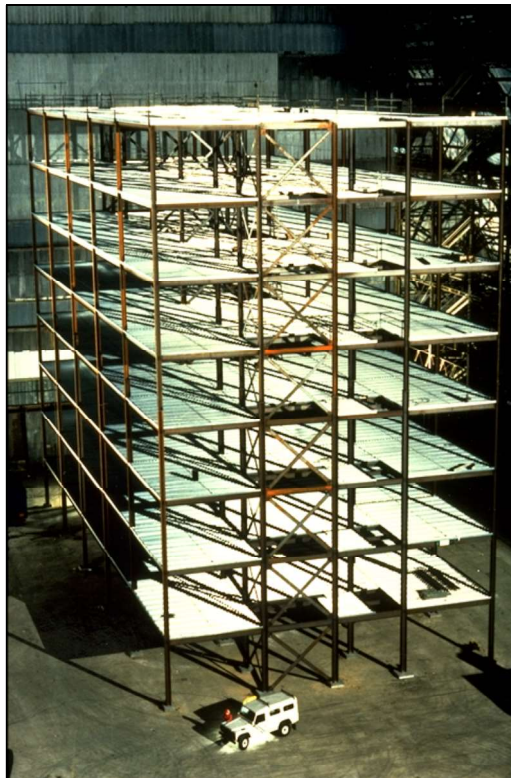


- details van een demonstratie-brandproef op ware grootte op een staal-beton vloersysteem gebruik makend van de standaard temperatuur-tijd kromme volgens EN 1365-2, gedurende meer dan 120 minuten;
- een gedetailleerde numerieke parameterstudie om de resultaten van het eenvoudige ontwerpmodel te verifiëren.

## 2 CARDINGTON BRANDPROEVEN PROGRAMMA

### 2.1 Onderzoeksprogramma

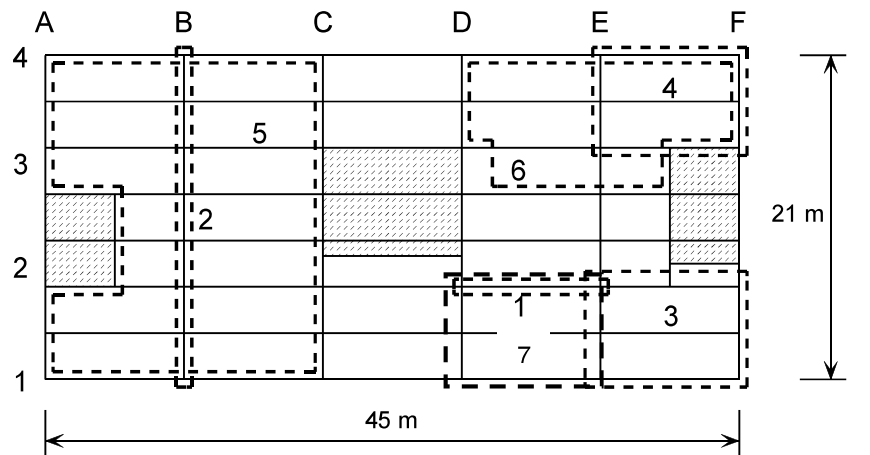
In september 1996 werd er een programma van brandproeven afgerond in Groot-Brittannië bij het Cardington Laboratorium van het Building Research Establishment. De proeven werden uitgevoerd op een gebouw van acht verdiepingen met een staalskelet en staalplaat-betonvloeren dat was ontworpen en gebouwd als een gangbaar meerverdieping-kantoorgebouw. Het doel van de proeven was om het gedrag te onderzoeken van een werkelijke constructie onder werkelijke brandomstandigheden en data te verzamelen waarmee computer-programma's voor de analyse van constructies bij brand geverifieerd konden worden.



**Figuur 2.1** *Cardington testgebouw vóór het storten van het betonvloeren*

Het testgebouw (zie Figuur 2.1) was ontworpen als een gangbaar voorbeeld van zowel het type van een geschoorde constructie als de belastingen die gebruikelijk zijn in Groot-Brittannië. De plattegrond van het gebouw bestreek een oppervlakte van 21 m × 45 m en het had een totale hoogte 33 m. De liggers waren ontworpen als vrij opgelegd, samenwerkend met een 130 mm dikke vloerplaat. Normaal gesproken geldt voor een dergelijk gebouw een brandwerendheidseis van 90 minuten. Lipverbindingen zijn toegepast voor de ligger-liggerverbindingen en flexibele kopplaten voor de ligger-kolomverbindingen. De constructie werd belast met zandzakken verdeeld over elke vloer om de belasting op een gangbaar kantoorgebouw te simuleren.

Er waren twee projecten in het onderzoeksprogramma. Eén project was gesponsord door Tata Steel (het toenmalige British Steel) en de Europese Gemeenschap voor Kolen en Staal (EGKS); het andere was gesponsord door de regering van Groot-Brittannië via het Building Research Establishment (BRE). Andere organisaties betrokken bij het onderzoeksprogramma waren de Universiteit van Sheffield, TNO (Nederland), CTICM (Frankrijk) en Steel Construction Institute. De brandproeven vonden plaats tussen januari 1995 en juli 1996. De proeven werden uitgevoerd op verschillende vloeren; de locatie van elke proef is te zien op de plattegrond in Figuur 2.2.



- |                             |                                |
|-----------------------------|--------------------------------|
| 1. Opgesloten ligger (EGKS) | 4. Hoek (BRE)                  |
| 2. Vlak raamwerk (EGKS)     | 5. Grote compartiment (BRE)    |
| 3. Hoek (EGKS)              | 6. Kantoor demonstratie (EGKS) |
| 7. Middencompartiment (CTU) |                                |

**Figuur 2.2** Testlocaties

Test 1 had betrekking op een enkele kinderbalk en de omringende vloerplaat, die werd opgewarmd door een speciaal voor dat doel gebouwde gasgestookte oven. Test 2 was ook verwarmd door gas en was uitgevoerd op een vlak raamwerk dat op een verdieping in dwarsrichting van het gebouw overspant; de test omvatte moerbalken en daarmee verbonden kolommen. Bij testen 3, 4 en 5 waren compartimenten van verschillende grootten betrokken, waarbij in elk geval sprake was van een natuurlijke brand met houten kribben als brandstof. De kolommen in deze testen waren beschermd tot de onderzijde van de vloerplaten en de balken en vloerplaten werden onbeschermd gelaten. Test 6 was een demonstratie, waarbij als vuurlast de meubels en de inhoud gebruikt werden, zoals die aangetroffen worden in moderne kantoren, met de ernstigst mogelijke brand tot gevolg.

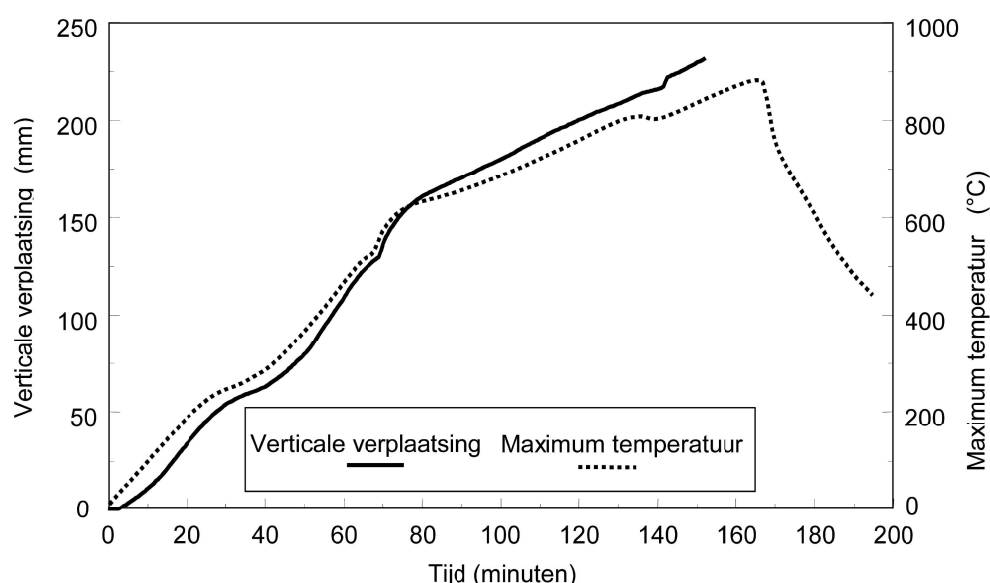
Een gedetailleerde beschrijving van de testen is publiceerd<sup>(1)</sup>. De complete testdata, in elektronische vorm met daarbij kaarten van de locaties van de instrumenten, is beschikbaar voor Test 1, 2, 3 en 6 bij Corus RD&T (Swinden Technology midden) en voor Test 4 en 5 bij BRE<sup>(3,4)</sup>.

## 2.2 Test 1: Opgesloten ligger

De test werd uitgevoerd op de zevende verdieping van het gebouw. Een speciaal voor dat doel gebouwde gasgestookte oven, 8,0 m lang en 3,0 m breed, was ontworpen en gebouwd om een kinderbalk (D2/E2) die overspande tussen twee kolommen te verwarmen en een deel van de aangrenzende constructie. De ligger werd verhit over de middelste 8,0 m van zijn 9,0 m lengte, zodat de verbindingen

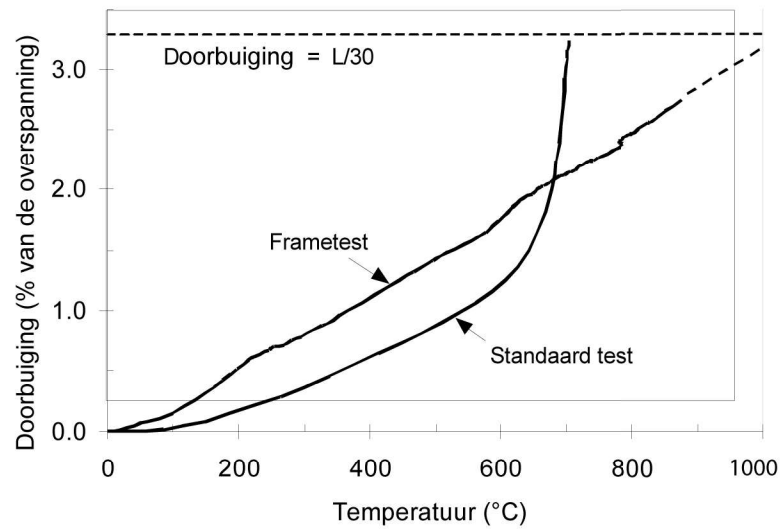
relatief koel bleven. Het doel van de test was het gedrag te onderzoeken van een opgewarmde ligger omgeven door een onverhitte vloerplaat en het opsluitingseffect door de onverhitte delen van de constructie te bestuderen.

De ligger werd opgewarmd tussen 3 en 10° C per minuut tot temperaturen van bijna 900 °C werden gemeten. Bij de piektemperatuur, 875°C in de onderflens, was de doorbuiging van het de midden van de overspanning 232 mm (overspanning/39) (zie Figuur 2.3). Tijdens afkoeling, keerde de doorbuiging van het de midden van de overspanning terug tot 113 mm.



**Figuur 2.3** *Verplaatsing in het midden en maximum temperatuur in opgesloten ligger test*

Het contrast tussen het gedrag van deze ligger en eenzelfde onbeschermde ligger getest in een standaard brandproef onder een gelijke belasting<sup>(5)</sup> is getoond in Figuur 2.4. De ‘runaway’ verplaatsing die typisch is voor vrij opgelegde liggers in de standaardbrandproef trad niet op bij de ligger in de constructie van het gebouw, zelfs niet wanneer, bij een temperatuur van ongeveer 900° C, constructiestaal slechts ongeveer 6% over heeft van zijn vloeigrens bij kamertemperatuur.



**Figuur 2.4** Verplaatsing in het midden en maximum temperatuur in standaardbrandproef en opgesloten ligger test

Tijdens de test trad plooiën op bij beide einden van de geteste ligger, net binnen de ovenwand (zie Figuur 2.5).



**Figuur 2.5** Plooiën van de flens in de opgesloten ligger

Visuele inspectie van de ligger na de test liet zien dat de kopplaatverbinding bij beide einden van de ligger was gescheurd naast, maar buiten de door hitte beïnvloede zone van de las aan één zijde van de ligger. Dit was veroorzaakt door thermische krimp van de ligger gedurende afkoeling, die erg hoge trekkrachten genereerde. Hoewel de plaat afschoof aan één zijde, verlaagde dit mechanisme de opgelegde rekken, waarbij de plaat aan de andere zijde van de ligger op zijn plaats bleef en op deze wijze de dwarskrachtcapaciteit van de ligger verzorgde. De breuk van de plaat kan afgeleid worden van de rekstrookmetingen, die laten zien dat,

gedurende afkoeling, de scheur groeide over een tijdsperiode in plaats van door een plotselinge breuk.

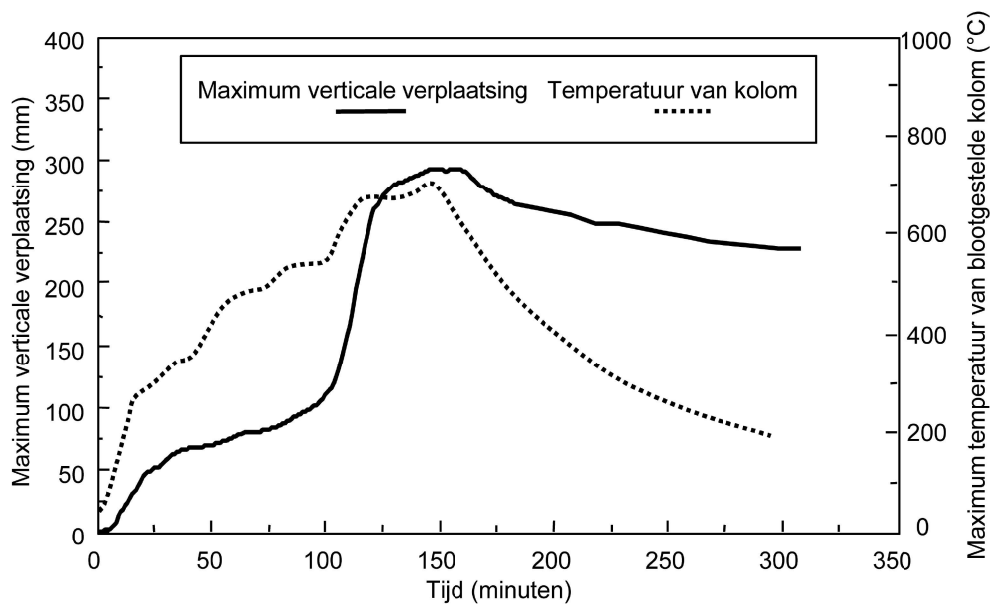
## 2.3 Test 2: Vlak raamwerk

Deze test was uitgevoerd op een vlak raamwerk bestaande uit vier kolommen en drie moerbalken die in dwarsrichting van het gebouw overspannen op stramien B, zoals te zien is in Figuur 2.2.

Een gasgestookte oven van 21 m lang  $\times$  2,5 m breed  $\times$  4,0 m hoog was gebouwd met muren van bouwblokken over de volle breedte van het gebouw.

De moer- en kinderbalken, samen met de onderzijde van de staalplaat-betonvloer, bleven onbeschermd. De kolommen werden brandwerend beschermd tot een hoogte waarop een verlaagd plafond aangebracht zou kunnen worden (hoewel een dergelijk plafond niet aanwezig was). Dit resulteerde erin dat de bovenste 800 mm van de kolommen, waaronder de verbindingen, onbeschermd bleef.

De toename van de verticale verplaatsing in het midden van de stalen ligger met 9 m overspanning steeg snel tussen ongeveer 110 en 125 minuten (zie Figuur 2.6). Deze werd veroorzaakt door verticale verplaatsingen van de ondersteunende kolommen. De blootgestelde delen van de interne kolommen werden ongeveer 180 mm samengedrukt (zie Figuur 2.7). De temperatuur van het blootgestelde deel van de kolom was ongeveer 670° C toen plooiën optrad.



**Figuur 2.6** Maximale verticale verplaatsing van de middelste ligger van 9 m en temperatuur van het blootgestelde bovenste deel van de interne kolom

De reductie in kolomhoogte als gevolg van dit plooiën veroorzaakt een permanente vervorming van ongeveer 180 mm in alle vloeren boven het brandcompartiment. Om dit gedrag te voorkomen werden de kolommen in latere testen beschermd over hun volledige hoogte.



**Figuur 2.7** *In elkaar gedrukte kolomkop na de test*

Aan beide zijden van de moerbalken, werd elk van de kinderbalken verwarmd over een lengte van ongeveer 1,0 m. Onderzoek toonde aan dat na de test vele van de bouten in de lipverbindingen afgeschoven waren (zie Figuur 2.8). De bouten waren enkel afgeschoven aan één zijde van de moerbalk. Op een vergelijkbare wijze als bij de scheurvorming in de plaat in Test 1, waren de bouten afgeschoven als gevolg van thermische krimp van de ligger gedurende afkoeling. De thermische krimp veroorzaakte erg hoge trekkrachten, die afnamen op het moment dat de bouten afgeschoven in de lip aan één zijde van de moerbalk.



**Figuur 2.8** *Lipverbinding na de test*

## 2.4 Test 3: Hoek

Het doel van deze test was het gedrag van een compleet vloersysteem te onderzoeken en, in het bijzonder, de rol van membraankrachtoverdracht in de vloer als alternatief belastingpad wanneer de ondersteunende liggers sterkte verliezen. Met behulp van betonblokken werd een compartiment van 10 m breed  $\times$  7,6 m diep gebouwd in een hoek van de eerste verdieping van het gebouw (E2/F1).

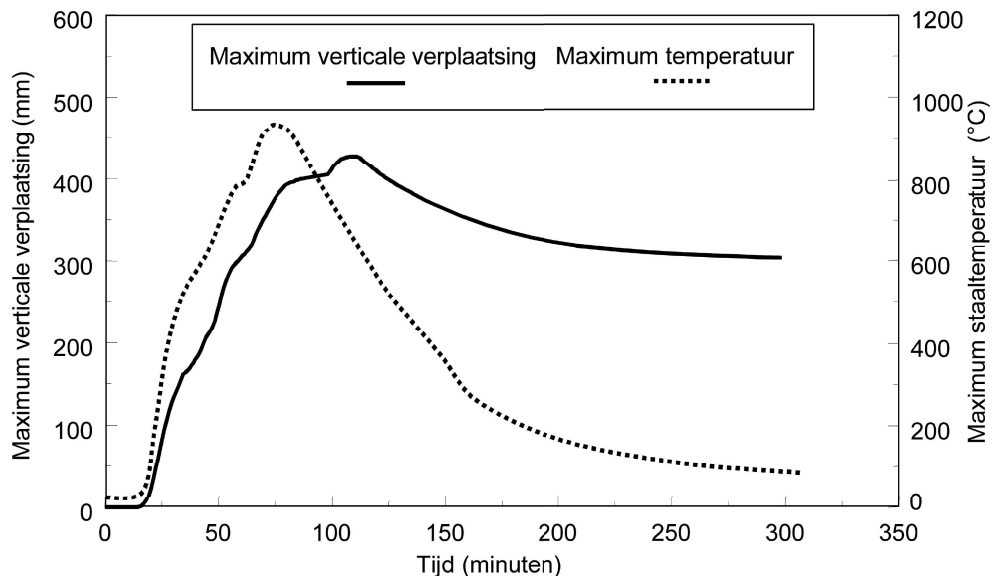
Om ervoor te zorgen dat het compartimentwanden niet zouden bijdragen aan het opnemen van de opgelegde belastingen, waren oplettingen en verbindingen in de zijwanden en de bovenlaag van de blokken verwijderd. De minerale wolplaten in de uitzettingsvoegen waren vervangen door een keramische deken.

Op vergelijkbare wijze werden de windverbanden van de buitenmuur losgemaakt van de randligger boven de compartimentsopening, om ervoor te zorgen dat deze randligger geen additionele ondersteuning had.

Alle kolommen, ligger-kolomverbindingen en randliggers waren brandwerend beschermd.

De vuurbelasting was  $45 \text{ kg/m}^2$ , in de vorm van houtkribben. Deze vuurbelasting is tamelijk hoog en is equivalent aan de 95% fractielbelasting voor kantoorgebouwen. fire safety engineering berekeningen worden normaal gesproken gebaseerd op de 80% fractielbelasting. Ventilatie kwam tot stand door een enkele opening van 6,6 m breed  $\times$  1,8 m hoog. De piek omgevingstemperatuur gemeten in het compartiment was  $1071 \text{ }^\circ\text{C}$ .

De maximum staaltemperatuur was  $1014 \text{ }^\circ\text{C}$ , gemeten op de binnenste ligger op stramien 2 (E2/F2). De maximum verticale verplaatsing van 428 mm (net minder dan de overspanning/20) trad op in het midden van de kinderbalk, welke een piektemperatuur had van  $954 \text{ }^\circ\text{C}$ . Tijdens afkoeling bleef bij deze ligger een permanente verplaatsing over van 296 mm. De variaties van de doorbuiging en temperatuur in de tijd zijn te zien in Figuur 2.9.



**Figuur 2.9** Maximale verticale verplaatsing en temperatuur van de kinderbalk

Al het brandbare materiaal in het compartiment was opgebruikt door de brand. De constructie gedroeg zich bijzonder goed, zonder tekenen van bezwijken (zie Figuur 2.10).

Knik trad op in de nabijheid van enkele van de ligger-kolomverbindingen maar, in tegenstelling tot Test 2, bezweken de bouten in de verbindingen niet door afschuiving. Dit zou er op kunnen wijzen dat de hoge trekkrachten zich niet ontwikkelden of dat de verbinding voldoende ductiliteit had om de verplaatsingen te kunnen opvangen.





**Figuur 2.10** *Beeld van de constructie na de test*

## **2.5 Test 4: Hoek**

Deze test werd uitgevoerd op de tweede verdieping, in een hoekstramien (E4/F3) met een oppervlakte van  $54 \text{ m}^2$ . De binnenbegrenzings van het compartiment op stramien E en 3 werden gebouwd met behulp metal stud scheidingswanden met brandwerende beplating. De scheidingswand was gespecificeerd voor 120 minuten brandwerendheid, met een doorbuigingsruimte van 15 mm. Een bestaande blokkenwand over de volle hoogte vormde de begrenzing op stramien F; de buitenwand, stramien 4, was beglaasd boven een blokkenwand van 1 meter. Het compartiment was volledig omsloten, met alle ramen en deuren gesloten. De kolommen waren brandwerend beschermd tot aan de onderzijde van de vloerplaat, inclusief de verbindingen maar, in tegenstelling tot Test 3, was de koppelligger (E4/F4) onbeschermd en bleef verbonden aan de windverbanden erboven. Twaalf houtkribben werden gebruikt om een vuurbelasting van  $40 \text{ kg/m}^2$  te bereiken.

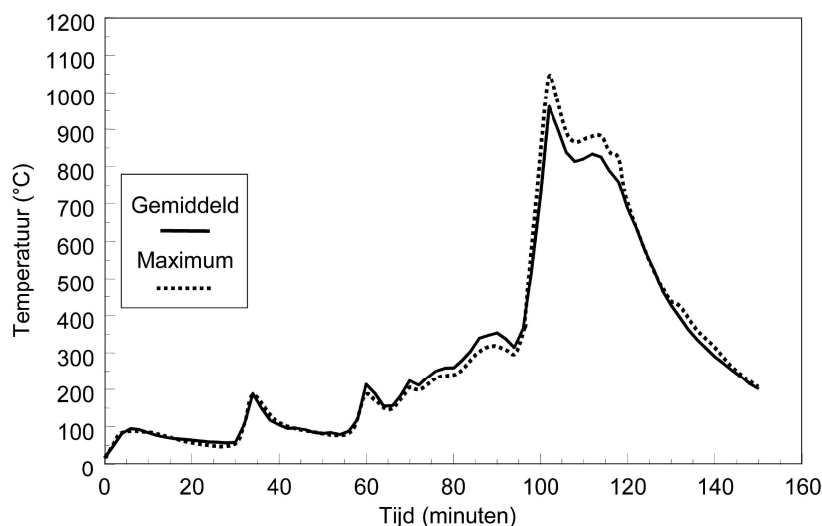
De ontwikkeling van de brand werd in grote mate beïnvloed door het gebrek aan zuurstof in het compartiment. Na een initiële stijging vana de temperatuur, nam de brand af en ging smeulend verder tot, na 55 minuten, de brandweer ingreep door het compartiment te ventileren door één van de ruiten te verwijderen. Dit resulteerde in een kleine toename van de temperatuur gevolgd door een afname. Een tweede ruit, direct boven de eerste, werd gebroken na 64 minuten en de temperaturen begonnen gestaag toe te nemen; tussen 94 en 100 minuten sprongen de overgebleven ruiten. Dit veroorzaakte een scherpe toename in temperaturen hetgeen optrad zolang de brand zich ontwikkelde. De maximum gemeten omgevingstemperatuur in het midden van het compartiment was  $1051 \text{ }^\circ\text{C}$  na 102 minuten (zie Figuur 2.11). De maximum staaltemperatuur van  $903 \text{ }^\circ\text{C}$  werd gemeten na 114 minuten in de onderflens van de middelste kinderbalk.

De maximum verplaatsing van de vloer was 269 mm en trad op in het midden van het compartiment na 130 minuten. Deze keerde terug tot 160 mm na de brand.

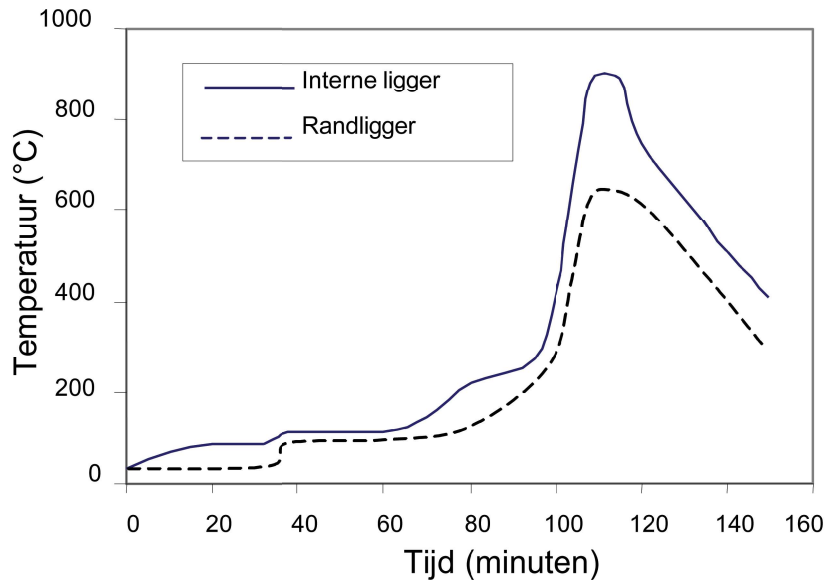
Gedurende de test werd waargenomen dat de onbeschermd randligger op stramien 4 volledig door de brand omgeven werd. De maximum temperatuur van deze ligger was echter 680 °C, wat relatief laag is vergeleken met die van de interne liggers, zoals getoond is in Figuur 2.12. De overeenkomstige maximum verplaatsing van de randligger was 52 mm, gemeten na 114 minuten. Deze kleine verplaatsing werd toegeschreven aan de extra ondersteuning verzorgd door windschijven boven het compartiment, die gedurende de test onder trek stonden.

De interne compartimentswanden waren direct onder de onbeschermd liggers gebouwd en presteerden goed. Hun integriteit bleef intact gedurende de test. Bij het verwijderen van de wand was te zien dat één van de liggers over het grootste deel van zijn lengte instabiel was geworden door torsieknik. Deze werd veroorzaakt door de hoge thermische gradiënt over de profieldoorsnede van de ligger (veroorzaakt door de positie van de compartimentswand), samen met de hoge krachten door verhinderde thermische uitzetting.

In geen van de liggers trad plooiën op en de verbindingen vertoonden geen van de kenmerkende tekenen van hoge trekkrachten die werden waargenomen bij afkoeling in de andere testen.



**Figuur 2.11** Gastemperaturen in de oven gemeten in Test 4



**Figuur 2.12** Maximum flenstempertuur van de interne ligger en de randligger

## 2.6 Test 5: Groot compartiment

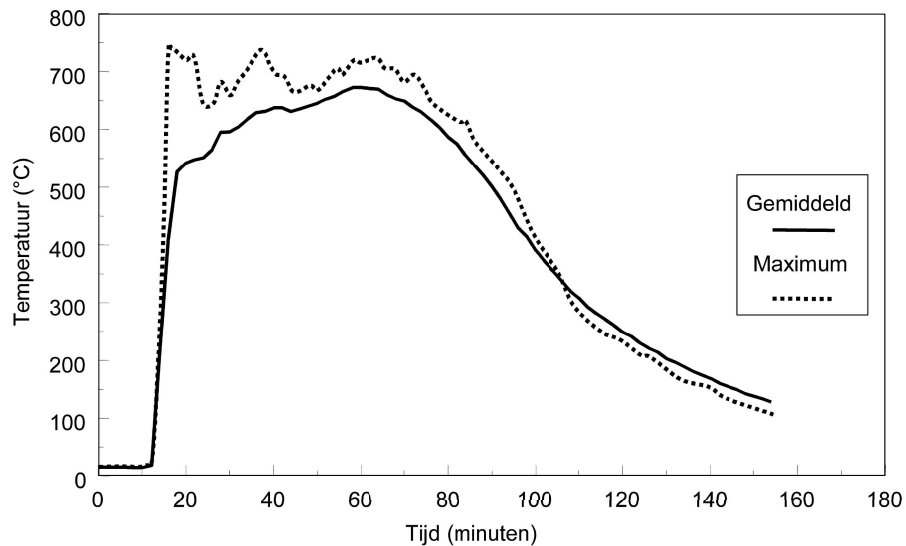
Deze test werd uitgevoerd tussen de tweede en derde verdieping, waarbij het brandcompartiment zich uitstrekte over de volledige breedte van het gebouw, een oppervlakte van 340 m<sup>2</sup> beslaand.

De vuurbelasting van 40 kg/m<sup>2</sup> werd verzorgd door houtkribben, gelijkmatig over het vloeroppervlak verdeeld. Het compartiment werd gemaakt door een brandwerende metal stud wand met gipsplaat over de volledige breedte van het gebouw te monteren en door additionele bescherming op de lifschacht. Dubbele beglazing werd aangebracht aan twee zijden van het gebouw, maar het middelste derde deel van de beglazing aan beide zijden van het gebouw werd open gelaten. Alle stalen liggers, inclusief de randliggers, werden onbeschermd gelaten. De interne en randkolommen werden beschermd tot aan en inclusief de verbindingen.

De ventilatieconditie dicteerde de intensiteit van de brand. Er was een initiële snelle stijging in temperatuur toen de beglazing bezweek en grote openingen ontstonden aan beide zijden van het gebouw. De grote ventilatie-oppervlakte in twee tegenover gelegen zijden van het compartiment had een brand van lange duur tot gevolg maar lagere temperaturen dan verwacht. De maximum gemeten omgevingstemperatuur was 746 °C, met een maximum staaltemperatuur van 691 °C, gemeten in het midden van het compartiment. De gemeten omgevingstemperaturen in het compartiment zijn te zien in Figuur 2.13. De constructie aan het einde van de brand is getoond in Figuur 2.14.

De maximum verplaatsing van de vloer bereikte een waarde van 557 mm. Deze herstelde tot 481 mm toen de constructie afkoelde.

Forse plooivorming trad op in de nabijheid van de ligger-liggerverbindingen. Tijdens afkoeling scheurde een aantal van de kopplaatverbindingen aan één zijde. In één geval kwam het lijf los van de kopplaat zodat de verbinding geen dwarskrachtcapaciteit had. Dit veroorzaakte grote scheuren in de staalplaat-betonvloer boven deze verbinding, maar er trad geen bezwijken op, omdat de dwarskracht in de ligger overgebracht werd door de staalplaat-betonvloer.



**Figuur 2.13** *Maximum en gemiddelde gemeten omgevings-temperatuur*



**Figuur 2.14** *Vervormde constructie gedurende de brand*

## 2.7 Test 6: De kantoor-demonstratietest

Het doel van deze test was het gedrag van de constructie in een realistisch brandscenario te demonstreren.

Een compartiment van 18 m breed en tot 10 m diep met een vloeroppervlakte van 135 m<sup>2</sup>, was gebouwd behulp van betonnen blokken. Het compartiment vertegenwoordigde een open kantoorruimte en bevatte een serie van werkplaatsen voorzien van modern meubilair, computers en bergkasten (zie Figuur 2.15). De testcondities waren opgezet om een zeer felle brand te creëren, door additionele hout/plastic kribben op te nemen waarmee een totale vuurbelasting ontstond van 46 kg/m<sup>2</sup> (minder dan 5% van de kantoren zou dit niveau overschrijden) en door het raamoppervlak te beperken tot het minimum dat is toegestaan door de voorschriften voor kantoorgebouwen. De vuurbelasting bestond uit 69% hout, 20% plastic en 11% papier. De totale oppervlakte van ramen was 25,6 m<sup>2</sup> (19% van het vloeroppervlak) en het middendeel van elk raam, met totaal 11,3 m<sup>2</sup>, werd

onbeglaasd gelaten om de meest ongunstige ventilatiecondities te creëren bij de start van de test.



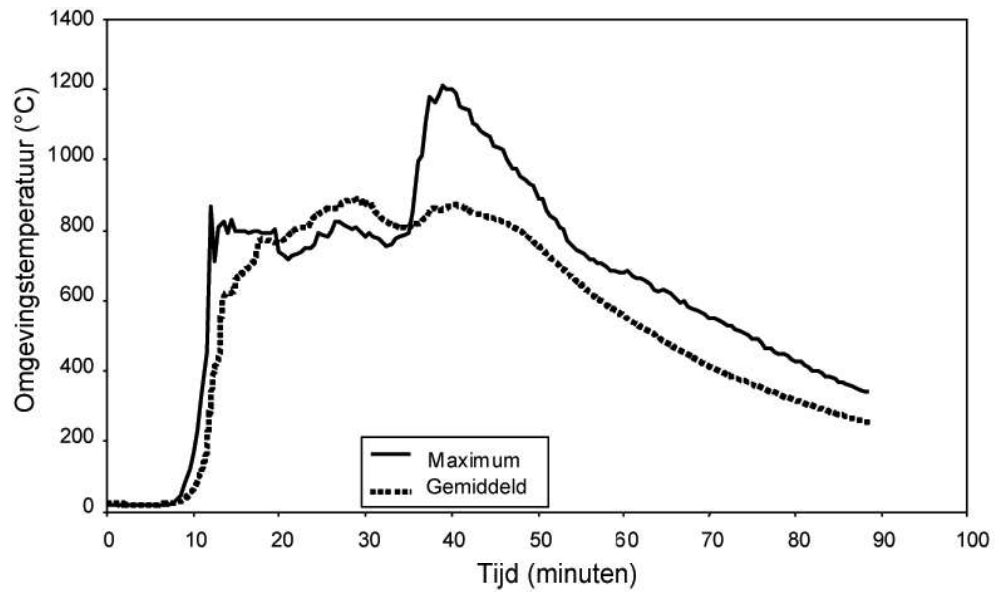
**Figuur 2.15** *Kantoor vóór de test*

Binnen het compartiment waren de kolommen en de kolom-liggerverbindingen brandwerend beschermd. Zowel de moer- als de kinderbalken, inclusief alle ligger-liggerverbindingen werden volledig blootgesteld.

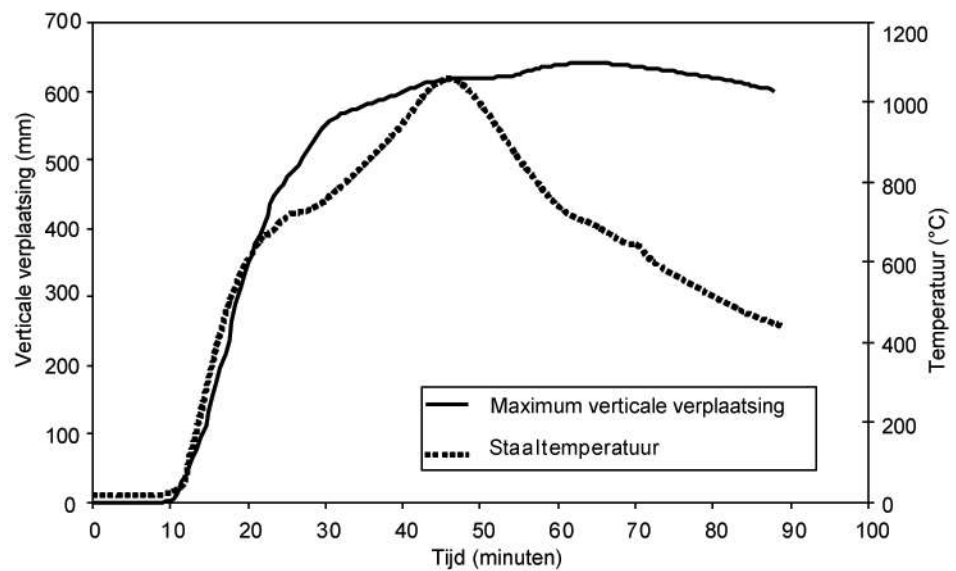
De windverbanden bleven verbonden aan de randliggers, en gaven derhalve enige ondersteuning gedurende de brand.

De maximum omgevingstemperatuur was 1213 °C en de maximum gemiddelde temperatuur was ongeveer 900 °C, zoals getoond door Figuur 2.16. De maximum temperatuur van het onbeschermd staal was 1150 °C. De maximum verticale verplaatsing was 640 mm, die zich herstelde tot een permanente vervorming van 540 mm na afkoeling (zie Figuur 2.17). De piektemperatuur van de koppelliggers, boven de ramen, was 813 °C. Al het brandbare materiaal in het compartiment was volledig verbrand, inclusief de inhoud van de bergkasten. Tegen de achterkant van het compartiment boog de vloerplaat door en rustte op de blokken wand. De constructie vertoonde geen tekenen van bezwijken.

Een buitenaanzicht van de brand rond zijn hoogtepunt is te zien in Figuur 2.18. De constructie na de brand is getoond in Figuur 2.19 en Figuur 2.20. Figuur 2.19 toont een algemeen zicht van het uitgebrande compartiment en Figuur 2.20 toont de bovenzijde van één van de kolommen. Gedurende de test scheurde de vloerplaat rond één van de bovenzijden van de kolommen, zoals te zien in Figuur 2.21. Deze scheuren traden op gedurende de afkoelingsfase, mogelijk door partieel bezwijken van de stalen kolom- liggerverbinding op deze plaats. Studie van de vloerplaat na de test toonde dat de wapening niet op de juiste wijze overlapte en dat aansluitende wapeningsnetten in dit gebied eenvoudigweg tegen elkaar gelegd waren. Dit illustreerde het belang van volledige overlap in het trekgebied tussen aansluitende wapeningsnetten.



**Figuur 2.16** *Gemeten omgevingstemperatuur*



**Figuur 2.17** *Maximum staaltemperatuur en verticale verplaatsing*



**Figuur 2.18** *Buitenaanzicht van de brand*



**Figuur 2.19** *Het compartiment na de brand*



**Figuur 2.20** Kolomkop met geplooide liggers



**Figuur 2.21** Gecheurde vloerplaat in het gebied waar het wapeningsnet niet overlapte

## 2.8 Test 7: Middencompartment

De test werd uitgevoerd in een centraal geplaatst compartiment van 11 m breed en 7 m diep op de vierde verdieping van het gebouw. De aan brand blootgestelde staalconstructie bestond achtereenvolgens uit twee moerbalken 356x171x51 UB, twee kolommen 305x305x198 UC en 305x305x137 UC, en drie kinderbalken 305x165x40 UB.

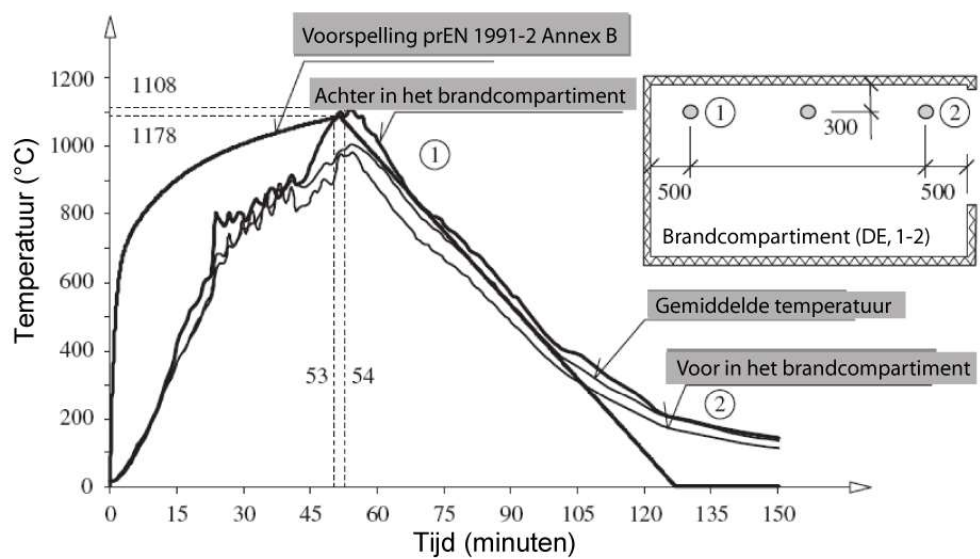
De vuurbelasting werd geleverd door houten kribben van  $40 \text{ kg/m}^2$ , die het gehele vloeroppervlak van het compartiment bedekten. De ventilatie werd gevormd door een 1,27 m hoge en 9 m lange opening in de gevel.

Ongeveer 130 thermokoppels waren aangebracht in het compartiment en op verschillende plaatsen langs de liggers in zowel de staalprofielen, de staalplaat-betonvloeren, als in de staalverbindingen (lipverbinding en kopplaat). Er waren ook 14 extra thermokoppels aangebracht in de beschermde kolommen. Om de



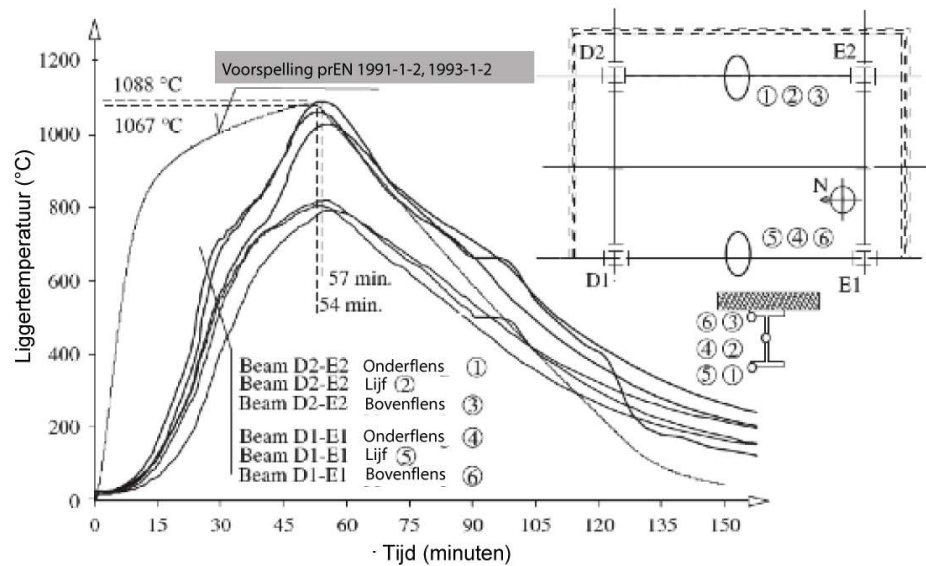
verdeling van interne krachten te meten werden 2 verschillende typen van rekmeters gebruikt: voor hoge temperatuur in de verbinding en voor kamertemperatuur in de beschermde kolom en niet-blootgestelde elementen. Voor de instrumentering van de uitbuigingsvorm van de vloer en van de hoofdconstructieve elementen werd een totaal van 37 verplaatsingsopnemers gebruikt om de vervorming van de betonplaat en de horizontale verplaatsing van de kolommen te meten. Daarnaast namen 10 videocameras en twee warmtecameras de brand- en rookontwikkeling op, de vervormingen van de constructie en de temperatuurverdeling in de tijd.

De gemeten temperaturen op de verschillende plaatsen in het compartiment zijn vergeleken met de parametrische kromme gepresenteerd in prEN 1991-2, Annex B<sup>(37)</sup> (zie figuur 2.22). De maximum gemeten compartimentstemperatuur was 1107,8 °C na 54 minuten brand.



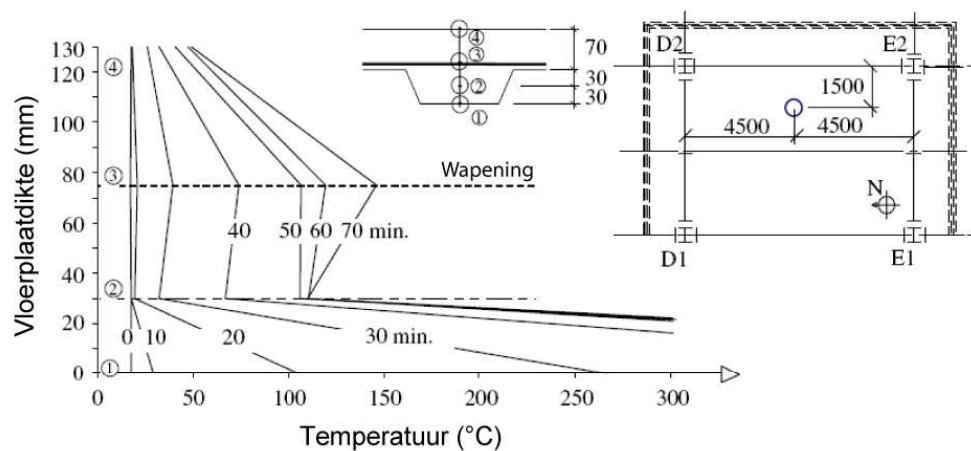
**Figuur 2.22** Gemeten omgevingstemperaturen in het compartiment

Wat betreft de opwarming van de stalen liggers werden de onbeschermde stalen liggers verwarmd tot ongeveer 1087,5 °C wat na 57 minuten brand optrad op de onderflens van de stalen ligger D2-E2 in het midden van het profiel (zie Figuur 2.23). De maximum temperatuur gemeten in de verbindingen was ongeveer 200 °C.



**Figuur 2.23** *Temperatuurvariaties in de stalen liggers*

Een samenvatting van de in de staalplaat-betonvloer gemeten temperaturen is gegeven in Figuur 2.24 voor de temperaturen in de wapening in de ribbe. Het blijkt dat de maximum opwarming gemeten aan de niet-blootgestelde zijde van de staalplaat-betonvloer minder was dan 100 °C, hetgeen in overeenstemming was met de isolatiecriteria.



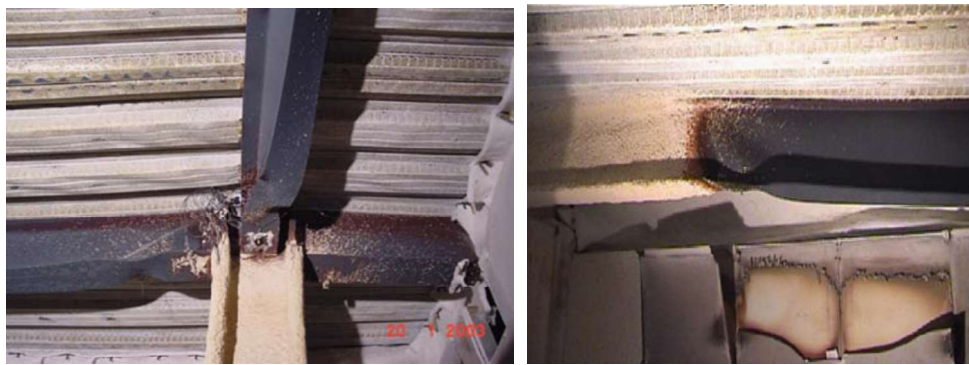
**Figuur 2.24** *Temperatuurvariatie in de staalplaat-betonvloer*

Voor zover de totale doorbuiging van de vloer wordt beschouwd, waren de maximum doorbuigingen ongeveer 1200 mm. Ondanks het optreden van zo'n grote doorbuiging, werd het voorspelde bezwijken van de vloer niet bereikt, zoals te zien in Figuur 2.25. Gedurende de afkoelingfase, keerde de doorbuiging van de vloer terug tot ongeveer 925 mm.



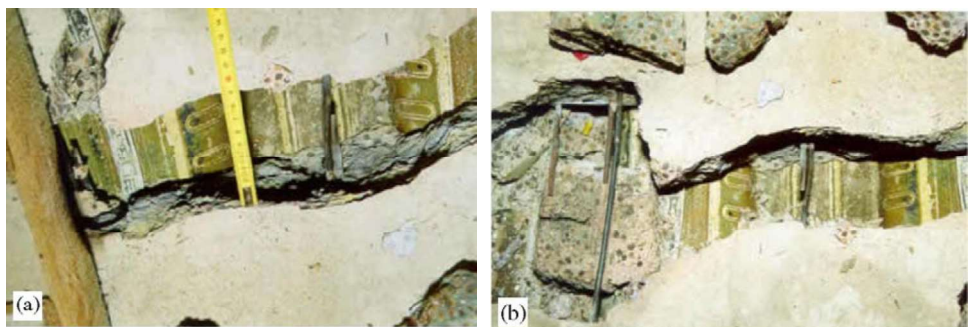
**Figuur 2.25** Aanzicht van de vloer na de test

Plooien trad gedurende de opwarmingsfase na ongeveer 23 minuten brand op in de onderflens en het lijf van de ligger nabij de verbindingen (zie Figuur 2.26). Dit plooien is veroorzaakt door verhinderde thermische uitzetting als gevolg van de omringende constructie. Daarnaast werd een plastisch scharnier gevormd in de op buiging belaste liggerdoorsnede grenzend aan de beschermde zone, als gevolg van verhinderde thermische uitzetting door het aangrenzende beschermde profiel.



**Figuur 2.26** Verschillende vervormde stalen liggers

Figuur 2.27 toont de open scheuren in de betonplaat rondom één van de kolomeinden. Deze scheur ontwikkelde zich langs de lijn van een overlap van de wapeningsnetten zonder deugdelijke verbinding.



**Figuur 2.27** Gescheurde vloerplaat rondom één van de kolomeinden

## **2.9 Algemene opmerkingen bij het waargenomen gedrag**

In alle testen presteerde de constructie erg goed en bleef de algehele constructieve stabiliteit in stand.

De prestatie van het gehele gebouw tijdens brand is duidelijk erg verschillend van het gedrag van enkelvoudige elementen los van hun constructieve omgeving in de standaardbrandproef. Het is duidelijk dat er interactie is en veranderingen in de krachtwerking in echte constructies die dominant zijn voor de manier waarop ze zich gedragen; het is volledig buiten het toepassingsgebied van de eenvoudige standaardbrandproef om zulke effecten te reproduceren of te bepalen.

De Cardington testen demonstreerden dat moderne staalskeletten die samenwerkend zijn verbonden met staal-plaatbetonvloeren een samenhang hebben die ervoor zorgt dat de weerstand tegen brand veel groter is dan normaal gesproken aangenomen wordt. Dit bevestigt de bewijsvorming uit andere bronnen.

### 3 PARKEERGARAGE BRANDPROEVEN, FRANKRIJK

Tussen 1998 en 2001 werden, als deel van een door de EGKS gefinancierd project, brandproeven uitgevoerd op een open parkeergarage met een samenwerkende staal-betonconstructie.

Een éénlaagse open parkeergarage met een samenwerkend staalskelet werd specifiek gebouwd voor ware grootte brandproeven. De vloer van de parkeergarage besloeg een oppervlak van  $32 \times 16 \text{ m}^2$ , dat equivalent is met een parkeergarage voor 48 plaatsen, en de verdiepinghoogte was 3 m (zie Figuur 3.1).

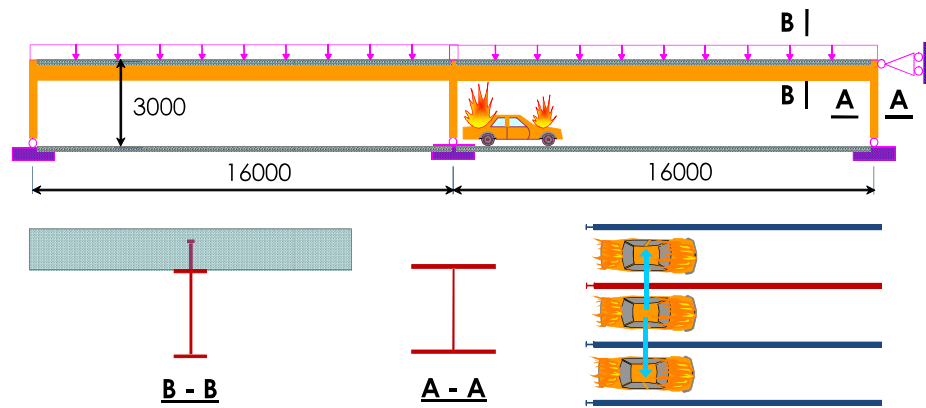
De constructie was samengesteld uit:

- onbeschermde staalkolommen: HEA180 (randkolommen) en HEB200 (centrale kolommen),
- samenwerkende liggers: onbeschermde stalen liggers (IPE 550, IPE 400 en IPE 500) verbonden met de staalplaat-betonvloer,
- een staalplaat-betonvloer met een totale dikte van 120 mm (staalplaat: COFRASTRA40).

Het constructieve ontwerp van de open parkeergarage was gebaseerd op een fire safety engineering methode, gedurende een eerder Europees onderzoek project specifiek ontwikkeld voor open parkeergarages. Voor deze methode was een brandscenario gedefinieerd dat is gebaseerd op statistieken van echte branden in parkeergarages. De constructieve weerstand van de open parkeergarage werd gecontroleerd met een geavanceerd model op basis van een 2D raamwerkanalyse dat de invloed van membraaneffecten in de staalplaat-betonvloer verwaarloosde (zie Figuur 3.2).



**Figuur 3.1** Open parkeergarages vóór de brandproeven



**Figuur 3.2** 2D modellering van de getestse open parkeergarage met een samenwerkend skelet

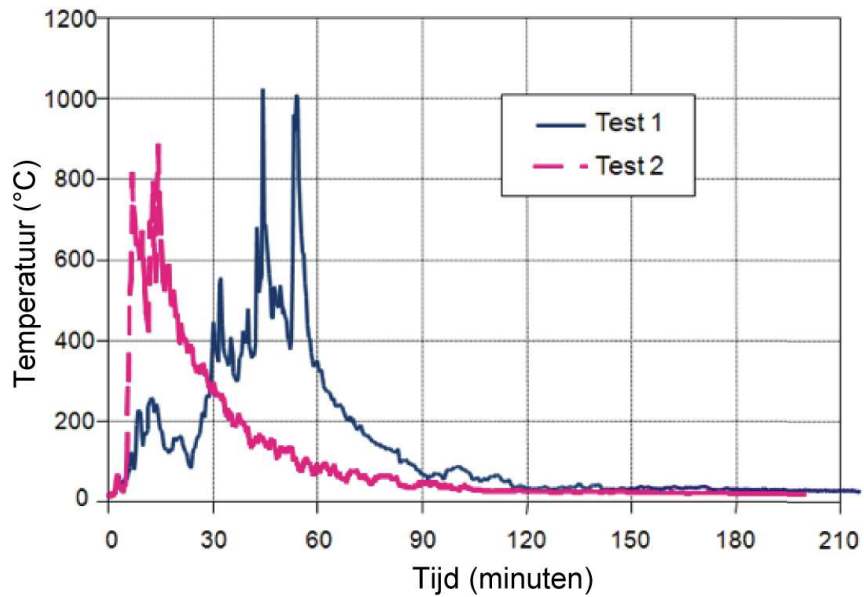
Drie testen werden uitgevoerd op de open parkeergarage. De eerste twee testen omvatten drie auto's; de derde test werd uitgevoerd om de overslag van brand tussen twee auto's die tegenover elkaar geplaatst waren te bepalen. Gedurende elke test konden de auto's volledig uitbranden.

De heftigste brand werd verkregen in de tweede test, gedurende welke, als gevolg van een sterke wind, drie auto's tegelijkertijd brandden, 10 minuten na de ontsteking van de eerste auto (zie Figuur 3.3). Dit leidde ertoe dat een significant oppervlak van de vloer blootgesteld werd aan de vlammen die een temperatuur bereikten van meer dan 800 °C (zie Figuur 3.4). De stalen liggers boven de brandende auto's waren opgewarmd tot tenminste 700 °C (zie Figuur 3.5).

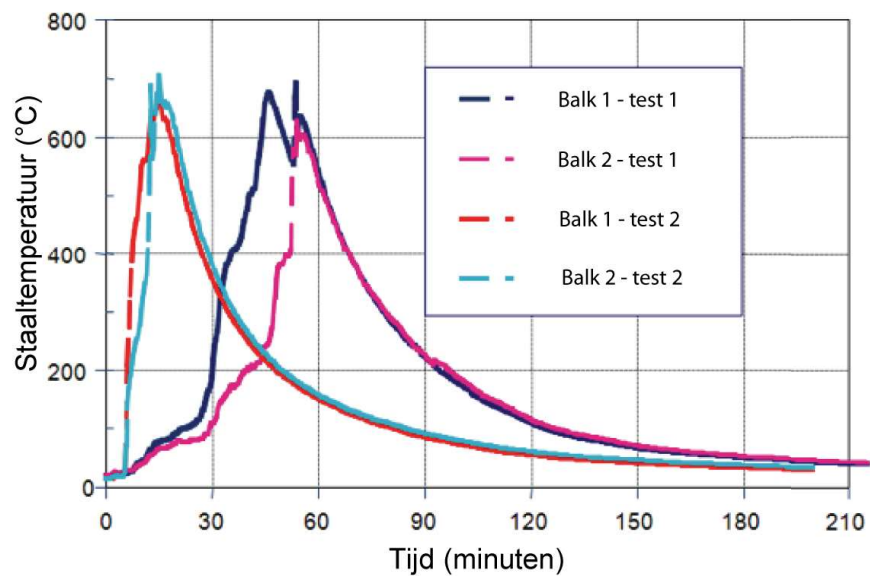


**Figuur 3.3** Volledige brandontwikkeling gedurende een brandproef

Hoewel de opwarming van de stalen liggers zou resulteren in een significante reductie van de staalsterkte, trad geen bezwijken van de onbeschermde staalconstructie op gedurende deze brandproeven. Bovendien was, met betrekking tot het constructieve gedrag, de gemeten maximum doorbuiging van de staalplaat-betonvloer relatief laag en was deze niet groter dan 150 mm.



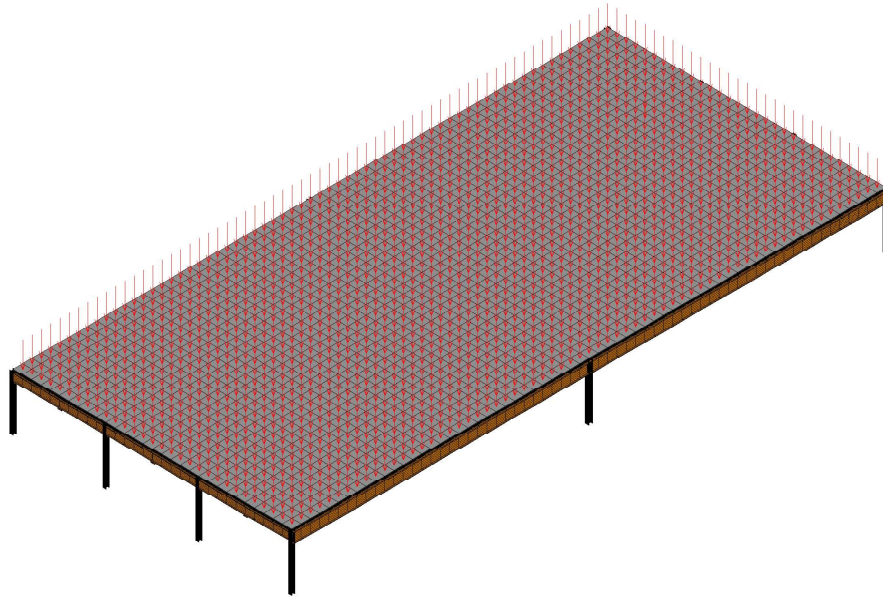
**Figuur 3.4** Gemeten temperatuur van hete gassen (brand) boven de brandende auto's



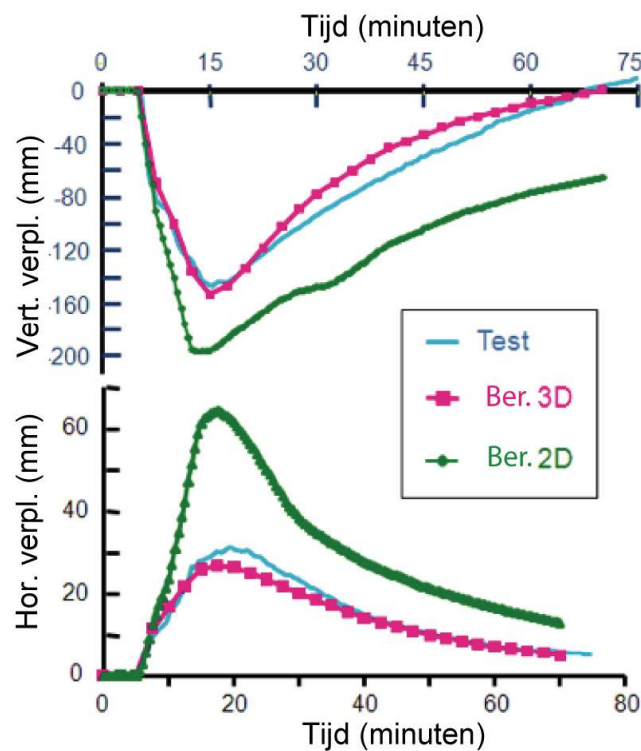
**Figuur 3.5** Gemeten temperatuur van stalen liggers boven de brandende auto's

Er werd waargenomen dat de doorbuigingen voorspeld door een tweedimensionale simulatie hoger waren dan de gedurende de test gemeten doorbuigingen. Daarom werd een drie-afmetingaal model gemaakt om het constructieve gedrag van de parkeergarage te voorspellen (zie Figuur 3.6), daarbij gebruik makend van de modelleertechnieken die waren ontwikkeld gedurende de tweede fase van het Cardington onderzoeksproject.

Figuur 3.7 toont een vergelijking tussen de in de test gemeten doorbuigingen en die voorspeld door de twee- en drie-dimensionale modellen, waaruit volgt dat de voorspellingen van de 3D modellering resulteert in een betere correlatie met de testresultaten. Het is duidelijk dat het membraanefect van de staalplaat-betonvloer al begonnen is met het spelen van een positieve rol zelfs bij een relatief lage doorbuiging.



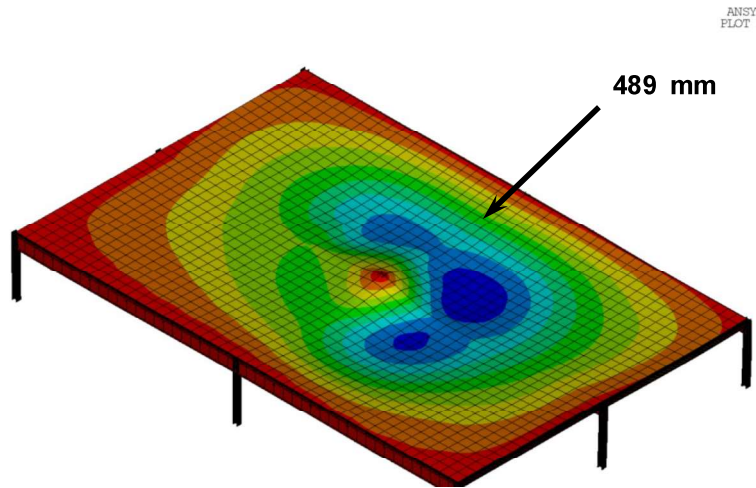
**Figuur 3.6** 3D modellering van een open parkeergarage



**Figuur 3.7** Vergelijking van de verticale verplaatsing tussen berekening en test

Desalniettemin konden de staal elementen van een open parkeergarage volgens het brandscenario aangenomen in de fire engineering opgewarmd worden tot ongeveer 950 °C. Het is overduidelijk dat de doorbuiging van de vloer bij een dergelijke opwarming groot zal zijn en zijn constructieve weerstand sterk gebaseerd zal zijn op het membraanefect (zie Figuur 3.8).





**Figuur 3.8** Voorbeeld van de doorbuiging van een open parkeergarage bij een brandscenario volgens de Franse regelgeving

Als vervolg hierop werd de methodologie gebaseerd op 3D modellering van de staalplaat-betonvloer van open parkeergarages ontwikkeld gedurende dit project en daarna gebruikt in verschillende fire engineering projecten in Frankrijk, om de stabiliteit van onbeschermd samenwerkende staalskeletten in open parkeergarages te controleren. Het is eenvoudig in te zien dat de basis van deze methodologie vanzelfsprekend het membraanefect is van de samenwerkende staal-betonvloer. Teneinde de toepassing van deze methodologie te vergemakkelijken, zijn aanvullend diverse ontwerptabellen<sup>(38)</sup> gemaakt waarin de standaard afmetingen van de staalementen, de betonplaat én het benodigde stalen wapeningsnet worden op basis van zowel de aanwezige belasting als het constructieve skeletstelsel. Een voorbeeld van deze ontwerptabellen is gegeven in Tabel 3.1.

**Tabel 3.1** Ontwerptabel van open parkeergarages met betrekking tot brandwerendheid

	<p>Vloeroverspanning: 2,5 m  Overspanning kinderbalk: 7,5 m  Overspanning moerbalk: 7,5 m  H.o.h. afstand kolommen: 7,5 m</p> <p>Belasting (behalve eigen gewicht)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Standaard niveau: <ul style="list-style-type: none"> <li>- rustende belasting 0,20 kN/m<sup>2</sup></li> <li>- veranderlijke belasting 2,50 kN/m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>• Laatste niveau: <ul style="list-style-type: none"> <li>- rustende belasting 1,45 kN/m<sup>2</sup></li> <li>- veranderlijke belasting 2,50 kN/m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>• Eigen gewicht gevel: 7,5 kN/m</li> </ul> <p>Oriëntatie van parkeerplaats:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Evenwijdig aan moerbalk</li> </ul>	
Vrije hoogte onder stalen ligger: 2,1 m		
Minimum profiel kinderbalk	Standaard niveau IPE240	
	Laatste niveau	IPE270
Minimum profiel moerbalk	Standaard niveau	IPE400
	Laatste niveau	IPE450
Ontwerp kolomprofiel	Beschikbaar profieltype	HEA, HEB et HEM
	Maximum benuttingsgraad (**)	0,35
Voorwaarde toe te passen op de vloerplaat	Totale vloerdikte	≥ 120 mm & ≤ 140 mm
	Maximum staalplaathoogte	62 mm
	Minimum compactheid van de rib van de staalplaat (*)	0,393
	Minimum staalkerndikte van de staalplaat	0,75 mm
	Minimum wapeningsnet	φ7 150 mm x 150 mm
Plaats van wapeningsnet	30 mm van bovenkant vloerplaat	
(*) compactheid van de rib van de staalplaat  $\frac{(l_1 + l_2)}{2(l_1 + l_3)}$		
(**) benuttingsgraad: verhouding tussen belasting bij brand en de opneembare belasting bij temperatuur		

## 4 BEWIJS UIT ECHE BRANDEN EN ANDERE LANDEN

Twee gebouwbranden in England gedurende de vroege 1990-er jaren (Broadgate en Churchill Plaza) gaven de gelegenheid om waar te nemen hoe moderne gebouwen met een staalskelet presteerden tijdens brand. De ervaring uit deze branden was van invloed op het ontstaan van de gedachte over hoe gebouwen ontworpen konden worden om brand te weerstaan en in de tot stand koming van de Cardington experimenten.

Bewijs van het gedrag van een gebouw is ook beschikbaar uit brandproeven op grote schaal in Australië en Duitsland. In zowel Australië als Nieuw Zeeland zijn ontwerpbenaderingen ontwikkeld die het gebruik van onbeschermd staal in verdiepinggebouwen met een staalskelet toestaan.

### 4.1 Broadgate

In 1990 trad een brand op in een gedeeltelijk afgebouwd kantorenblok van 14 verdiepingen in het Broadgate ontwikkelingsgebied in London<sup>(6)</sup>. De brand begon binnen in een grote bouwkeet op de eerste verdieping van het gebouw. Volgens schatting bereikten de brandtemperaturen meer dan 1000 °C.

De vloer was opgebouwd uit samenwerkende vakwerken met grote overspanning en staal-betonliggers onder een staalplaat-betonvloer. De vloerplaat was ontworpen op 90 minuten brandwerendheid. Tijdens de brand was het gebouw in aanbouw en de passieve brandwerende bescherming van de staalconstructie was nog niet voltooid. Het sprinklersysteem en de andere actieve maatregelen waren nog niet operationeel.

Na de brand concludeerde een metallurgische studie dat de temperatuur van de onbeschermd staalconstructie waarschijnlijk niet hoger was geweest dan 600 °C. Een vergelijkbare studie van de bouten gebruikt in de staalverbindingen concludeerde dat de maximum temperatuur in de bouten 540 °C was, hetzij bereikt gedurende de fabricage hetzij als gevolg van de brand.

De vervormde stalen liggers hadden permanente doorbuigingen van tussen 270 mm en 82 mm. Liggers met permanente verplaatsingen bij de bovengrens van deze range vertoonden tekenen van plooiën van de onderflens en lijf nabij hun ondersteuning. Uit dit bewijs werd geconcludeerd dat het gedrag van de liggers sterk was beïnvloed door verhindering van thermische uitzetting. Deze verhindering was mogelijk door de omringende constructie, die op een substantieel lagere temperatuur was dan het door de brand beïnvloede staal. Axiaalkrachten ontstonden in de verwarmde liggers resulterend in een toename van de verticale verplaatsing als gevolg van het *P-delta* effect. Het plooiën van de onderflens en het lijf van de ligger bij zijn opleggingen was dankzij een combinatie van de ontstane axiaalkracht en het negatieve moment veroorzaakt door de stijfhed van de verbinding.

Hoewel de studie de visueel ongunstige effecten van verhinderde vervorming op stalen liggers liet zien, kwamen de mogelijk gunstige effecten niet aan het licht, omdat slechts relatief lage staaltemperaturen werden bereikt gedurende de brand. De gunstige effecten die zich hadden kunnen ontwikkelen waren kabelwerking van de liggers en overdracht van membraankracht van de staalplaat-betonvloer.

De samengestelde stalen vakwerken overspanden 13,5 m en hadden een maximum permanente verticale verplaatsing van 552 mm; sommige vakwerkelementen vertoonden tekenen van uitknikken. Er werd geconcludeerd dat de verhinderde vervorming tegen thermische uitzetting veroorzaakt door andere elementen van het vakwerk, gecombineerd met de non-uniforme opwarming, additionele drukkrachten veroorzaakt, met het uitknikken als gevolg.

Ten tijde van de brand waren niet alle stalen kolommen brandwerend beschermd. In gevallen dat ze onbeschermd waren, was de kolom vervormd en verkort met ongeveer 100 mm (zie Figuur 4.1). Deze kolommen grensden aan veel zwaardere kolommen die geen tekenen van permanente vervorming vertoonden. Er werd verondersteld dat deze verkorting een resultaat was van verhinderde thermische uitzetting. De verhinderde vervorming tegen thermische uitzetting werd veroorzaakt door een stijve overdrachtsligger op een bovengelegen verdieping van het gebouw, samen met de kolommen buiten het door brand getroffen oppervlak.



**Figuur 4.1** Geplooide kolom en vervormde liggers in Broadgate

Hoewel sommige van de kolommen vervormden, vertoonde de constructie geen tekenen van bezwijken. Er werd verondersteld dat de minder getroffen delen van de constructie in staat waren om de additionele belastingen te dragen die werden herverdeeld vanaf de verzwakte gebieden.

Ná de brand leed de staalplaat-betonvloer aan grote vervormingen met een maximum permanente verticale verplaatsing van 600 mm (zie Figuur 4.2). Enig bezwijken van de wapening werd waargenomen. In sommige gebieden was de geprofileerde staalplaat onthecht van het beton. Dit werd beschouwd voornamelijk te zijn veroorzaakt door stoomontwikkeling in het beton, samen met de effecten van thermische verhinderde vervorming en uitzettingsverschillen.

Er was een mix van hoekstaal- en kopplaatverbindingen gebruikt. Ná de brand werd het bezwijken van geen van de verbindingen waargenomen, hoewel de vervorming overduidelijk was. In de hoekstaalverbindingen was enige vervorming van de boutgaten. In één kopplaatverbinding waren twee van de bouten gebroken; in een andere was de plaat gescheurd aan één zijde van de ligger, maar de verbinding was nog steeds in staat de dwarskracht over te dragen. Er werd verondersteld dat de hoofdoorzaak van de vervorming was gelegen in de trekkrachten die zich gedurende afkoeling ontwikkelden.

Na de brand werden de constructie-elementen over een oppervlak van ongeveer 40 m x 20 m vervangen, maar het is belangrijk te weten dat geen constructief

bezwijken was opgetreden en dat de integriteit van de vloerplaat gewaarborgd was gedurende de brand. De directe brandschade was meer dan £25M, waarvan minder dan £2M werd toegeschreven aan de reparatie van de schade aan het constructieve skelet en de vloer; de andere kosten waren een gevolg van de rookschade. De reparaties aan de constructie werden voltooid in 30 dagen.



**Figuur 4.2** *Aanzicht van de vervormde vloer boven de brand (de maximum doorbuiging was ongeveer 600 mm)*

## **4.2 Churchill Plaza gebouw, Basingstoke**

In 1991 was er een brand in het Mercantile Credit Verzekeringsgebouw op Churchill Plaza in Basingstoke. Het gebouw van 12 verdiepingen en was gebouwd in 1988. De kolommen waren brandwerend beschermd met beplating en de liggers onder de staalplaat-betonvloer hadden een gespoten bescherming. De onderzijde van de staalplaat-betonvloer was niet brandwerend beschermd. De constructie was ontworpen op 90 minuten brandwerendheid.

De brand begon op de achtste verdieping en verspreidde zich snel naar de negende en daarna naar de tiende verdieping toen de beglazing bezweek. Gedurende de brand presteerde de brandwerende bescherming goed en was er geen permanente vervorming van het staalskelet. De brand werd beoordeeld als relatief 'koel', omdat de bezweken beglazing door de dwarswind een toename van de ventilatie toestond. De beschermde verbindingen vertoonden geen vervorming.

Op enkele plaatsen vertoonde de zwaluwstaartvormige staalplaat enige tekenen van onthechting van de betonnen vloerplaat (zoals ook was waargenomen in de Broadgate-brand). Er werd een test mét belasting uitgevoerd op het zwaarst getroffen oppervlak, met een aangebrachte belasting van 1,5 maal de totale ontwerpbelasting. De test toonde aan dat de plaat voldoende draagkracht had en kon worden hergebruikt zonder reparatie.

De beschermde staalconstructie leed geen schade. De totale kosten van reparatie bedroegen meer dan £15M, waarvan het meeste een gevolg was van de aantasting door rook, evenals in de Broadgate-brand. Er werden sprinklers geïnstalleerd in het herstelde gebouw.



**Figuur 4.3** *Churchill Plaza in Basingstoke na de brand*

### **4.3 Australische brandproeven**

BHP, Australië's grootste staalfabrikant, heeft gedurende vele jaren fire engineering oplossingen voor gebouwen met een staalskelet onderzocht en gerapporteerd<sup>(7, 8)</sup>. Een aantal natuurlijke brandproeven op ware grootte is uitgevoerd in speciaal gebouwde opstellingen bij Melbourne Laboratory, waarbij sportstadions, parkeergarages en kantoren vertegenwoordigd werden. Het testprogramma voor kantoren richtte zich op renovatieprojecten die zouden worden uitgevoerd bij grote gebouwen in het zakencentrum van Melbourne.

#### **4.3.1 William Street-brandproeven en ontwerpbenadering**

Een gebouw van 41 verdiepingen in William Street in het midden van Melbourne was het hoogste gebouw in Australië toen het werd gebouwd in 1971. Het gebouw was vierkant in plattegrond, met een centrale kern in het gebouw. Er was een sprinklersysteem voor lage risico's aangebracht. De staalconstructie bij de kern en de stalen gevelkolommen waren beschermd door een betonnen omhulling. De liggers en de onderkant van de samenwerkende staal-betonvloeren waren beschermd met asbesthoudend materiaal. Gedurende een renovatieprogramma in 1990 werd een beslissing genomen om het gevaarlijke asbest te verwijderen.

De vloerconstructie was ontworpen op bruikbaarheids- in plaats van sterkte-eisen. Dit betekende dat er een reserve aan draagkracht was die erg gunstig zou zijn voor het skelet om brand te kunnen overleven, omdat hogere temperaturen konden worden weerstaan voor het skelet zijn uiterste grenscriterium bereikte.

Ten tijde van de renovatie was de vereiste brandwerendheid 120 minuten. Normaal zou dit aanleiding geven tot de toepassing van brandwerende bescherming op de stalen liggers en tegen de onderzijde van de erg licht gewapende betonplaat (Australische regelgeving is gewijzigd en staat nu toe dat de onderzijde van de vloerplaat onbeschermd blijft voor 120 minuten brandwerendheid). Bovendien was het nodig het bestaande sprinklersysteem voor lage risico's op te waarderen om te voldoen aan de geldende regelgeving.

In 1990 was de brandwerendheid van gebouwen onderwerp van een nationaal debat; de gelegenheid werd daarom genomen om een risicoanalyse uit te voeren

om vast te stellen of brandwerende bescherming van de staalconstructie en opwaardering van het sprinklersysteem nodig was voor dit gebouw. Twee analyses werden gemaakt. De eerste werd gemaakt op basis dat het gebouw voldeed aan de geldende regelgeving zonder additionele veiligheidsmaatregelen; de tweede werd gemaakt zonder bescherming van de liggers en onderzijde van de vloer, maar met behoud van het bestaande sprinklersysteem. Het effect van detectiesystemen en gebouwmanagement-systemen was eveneens opgenomen in de tweede analyse. De autoriteiten stemden toe dat wanneer de resultaten van de tweede risico-analyse tenminste even goed waren als die van de eerste analyse, het gebruik van het bestaande sprinklersysteem en onbeschermd stalen liggers en staalplaat-betonvloeren als acceptabel beschouwd zou worden.

Een serie van vier brandproeven werd uitgevoerd om data te verkrijgen voor de tweede risico-analyse. De testen hadden tot doel aspecten te bestuderen zoals de waarschijnlijke aard van de brand, de prestatie van het bestaande sprinklersysteem, het gedrag van de onbeschermd staalplaat-betonvloer en raatliggers onderworpen aan werkelijke branden, en de waarschijnlijke productie van rook en toxische gassen.

De testen werden uitgevoerd op een voor dit doel gebouwd testgebouw op de Melbourne Laboratories van BHP Onderzoek (zie Figuur 4.4). Deze simuleerde een typisch verdiepinghoge hoek van een stramien van 12 m × 12 m van het gebouw. Het testgebouw was gemeubileerd om een kantooromgeving na te bootsen met een klein, 4 m × 4 m, kantoor grenzend aan de rand van het gebouw. Dit kantoor was omgeven door gipsbeplating, ramen, een deur, en de gevel van het testgebouw. Opgelegde belasting werd aangebracht door watertanks.



**Figuur 4.4** BHP testgebouw en brandproef

Vier brandproeven werden uitgevoerd. De eerste twee gingen over het testen van de prestatie van het sprinklersysteem voor lage risico's. In Test 1 werd er een brand gestart in het kleine kantoor en de sprinklers werden automatisch geactiveerd. Dit kantoor had een vuurbelasting van  $52 \text{ kg/m}^2$ . De omgevingstemperaturen bereikten  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  vóór de sprinklers de brand controleerden en doofden. In Test 2 werd er een brand gestart in een open gebied midden tussen vier sprinklers. Dit gebied had een vuurbelasting van  $53,5 \text{ kg/m}^2$ . De omgevingstemperatuur bereikte  $118 \text{ }^\circ\text{C}$  vóór de sprinklers de brand controleerden en doofden. Deze twee testen toonden aan dat het bestaande sprinklersysteem voor lage risico's adequaat was.

De constructieve en thermische prestatie van de staalplaat-betonvloer werd bepaald in Test 3. De ondersteunende liggers waren gedeeltelijk beschermd. De brand werd gestart in het open gebied en mocht zich ontwikkelen met de sprinklers uitgeschakeld. De maximum omgevingstemperatuur bereikte  $1254 \text{ }^\circ\text{C}$ . De brand werd gedoofd toen geconstateerd werd dat de omgevingstemperaturen hun piek hadden bereikt. De vloerplaat droeg de opgelegde belasting. De maximum temperatuur gemeten op de bovenzijde van de vloerplaat was  $72 \text{ }^\circ\text{C}$ . De onderzijde van de plaat werd gedeeltelijk beschermd door het plafondsysteem, dat grotendeels op zijn plaats bleef gedurende de brand.

In Test 4 werden de stalen liggers onbeschermd gelaten en de brand werd gestart in het kleine kantoor. De brand verspreidde zich niet naar het open gebied ondanks de toename van de ventilatie door het handmatig breken van de ramen. Daarom werden er in het open gebied branden ontstoken vanaf een externe bron. De maximum gemeten omgevingstemperatuur was  $1228 \text{ }^\circ\text{C}$ , met een maximum stalen liggertemperatuur van  $632 \text{ }^\circ\text{C}$  boven het verlaagde plafond. De brand werd gedoofd



toen geconstateerd werd dat de omgevingstemperaturen hun piek hadden bereikt. Ook hier waren de stalen liggers en vloer gedeeltelijk afgeschermd door het plafond. De middelste verplaatsing van de raatligger was 120 mm en het meeste van deze doorbuiging werd hersteld toen de constructie afkoelde tot kamertemperatuur.

Er werden drie onbelaste kolommen geplaatst in het brandcompartiment om het effect van eenvoudige stralingsschermen te testen. Eén kolom was afgeschermd met verzinkte staalplaat, één met gealuminiseerde staalplaat en één was een onbeschermd referentiekolom. De maximum gemeten kolomtemperaturen waren achtereenvolgens 580 °C, 427 °C en 1064 °C, suggererend dat eenvoudige stralingsschermen voldoende bescherming voor staalementen kunnen bieden in condities met een lage vuurbelasting.

Er werd uit de vier brandproeven geconcludeerd dat het bestaande sprinklersysteem voor lage risico's adequaat was en dat geen brandwerende bescherming was vereist op de stalen liggers of de onderzijde van de staalplaat-betonvloer. Bij geen enkele brand in het William Street-gebouw mag de vloerplaat of de stalen liggers excessief vervormen, vooropgesteld dat geen overschrijding optreedt van de staaltemperaturen die gemeten zijn in de testen.

De temperatuurstijging in de stalen liggers werd beïnvloed door het verlaagde plafondsysteem, dat grotendeels intact bleef gedurende de testen.

Het kantoorgebouw in het stadscentrum dat het onderwerp was van de technische studie was in eigendom bij Australië's grootste verzekeringsbedrijf, dat het initiatief had genomen en het testprogramma had gefinancierd. Het werd door de plaatselijke autoriteit goedgekeurd zonder passieve brandwerende bescherming op de liggers maar met een sprinklersysteem voor lage risico's van verbeterde betrouwbaarheid en een verlaagd plafondsysteem dat zich succesvol bewezen had gedurende het testprogramma.

#### **4.3.2 Collins Street brandproeven**

Deze testopstelling werd gebouwd om een onderdeel te simuleren van een voorgesteld verdiepinggebouw met een staalskelet in Collins Street, Melbourne. Het doel van de test was om temperatuurdata te verkrijgen van een brand als gevolg van ontbranding van meubels in een typisch kantoorcompartiment.

Het compartiment was 8,4 m × 3,6 m en gevuld met typische kantoormeubels, hetgeen een vuurbelasting gaf tussen 44 en 49 kg/m<sup>2</sup>. Er was een niet-brandwerend verlaagd plafondsysteem geïnstalleerd, met plafondplaten bestaande uit gips met een glasvezel deken aan de achterkant. Een onbelaste betonplaat vormde de bovenzijde van het compartiment. Gedurende de test werden er temperaturen gemeten in de stalen liggers tussen de betonplaat en het verlaagde plafond. De temperaturen van drie interne, vrijstaande kolommen werden eveneens gemeten. Twee van deze kolommen waren beschermd met aluminiumfolie en staalplaat, dat als een eenvoudig stralingsscherm werkte; de derde bleef onbeschermd. Ook werden er drie onbelaste gevelkolommen gebouwd en geplaatst op 300 mm van de ramen, ongeveer aan de rand van het compartiment.

Het niet-brandwerende plafondsysteem verzorgde een effectieve brandscheiding en was de oorzaak dat de temperatuur van de stalen liggers laag bleef. Gedurende de test bleef het grootste deel van het verlaagde plafond op zijn plaats. De omgevingstemperaturen onder het plafond varieerden van 831 °C tot 1163 °C, waarbij de lagere waarden optraden nabij de gebroken ramen. Boven het plafond

varieerden de luchttemperaturen van 344 °C tot 724 °C, waarbij de hogere temperaturen optraden waar het plafond een gat vertoonde. De maximumtemperatuur in de stalen ligger was 470 °C.

De onbelaste indicatieve interne kolommen bereikten een piektemperatuur van 740 °C voor de onbeschermd situatie en tot 403 °C voor de afgeschermd situaties. De onbeschermd gevelkolommen gaven een piektemperatuur van 490 °C.

Deze brandproef toonde aan dat de temperaturen van de liggers en gevelkolommen voldoende laag waren om het gebruik van onbeschermd staal te rechtvaardigen en dat, zoals in de William Street-testen, de door een niet-brandwerend verlaagd plafond geboden bescherming gunstig was.

### **4.3.3 Conclusies uit het Australische onderzoek**

De Australische testen en daarmee geassocieerde risico-analyses concludeerden dat, vooropgesteld dat hoge kantoorgebouwen zijn voorzien van een sprinklersysteem met een voldoende niveau van betrouwbaarheid, het gebruik van onbeschermd liggers een hoger niveau van veiligheid van mensen zou bieden dan vergelijkbare gebouwen die voldeden aan de voorschriften van het Bouwbesluit van Australië door middel van passieve bescherming. Tot aan het begin van 1999, werden er zes van dergelijke gebouwen tussen 12 en 41 verdiepingen goedgekeurd in Australië.

## **4.4 Duitse brandproef**

In 1985 is er een brandproef uitgevoerd op een demonstratiegebouw van vier verdiepingen met een staalskelet, gebouwd bij de Universiteit van Stuttgart-Vaischarniern in Duitsland<sup>(9)</sup>. Na de brandproef werd het gebouw gebruikt als een kantoor en laboratorium.

Het gebouw werd gebouwd gebruik makend van vele verschillende vormen van samenwerkende staal-betonelementen. Deze omvatten watergevulde kolommen, gedeeltelijk omklede kolommen, betongevulde kolommen, samenwerkende liggers en verschillende typen staalplaat-betonvloer.

De belangrijkste brandproef werd uitgevoerd op de derde verdieping in een compartiment dat ongeveer een derde van het gebouw besloeg. Houten kribben verzorgden de vuurbelasting en olievaten gevuld met water vormden de verticale belasting. Gedurende de test overschreed de omgevingstemperatuur 1000 °C, waarbij de vloerliggers temperaturen bereikten tot 650 °C. Na de test liet studie van de liggers zien dat het betonvulling bij de lijven in sommige gebieden afgespat was tot op de wapening. Echter, de liggers gedroegen zich uitzonderlijk goed gedurende de test zonder significante permanente vervormingen na de brand. De kolommen in de gevel en die nabij de kern vertoonden geen tekenen van permanente vervorming. De staalplaat-betonvloer bereikte een maximum verplaatsing van 60 mm gedurende de brand en behield zijn algehele integriteit.

Na de brand werd het gebouw hersteld. Het renovatiewerk omvatte de complete vervanging van de door de brand beschadigde gevelpanelen, de beschadigde delen van de staalplaat onder de betonnen vloerplaat, en de betonnen opvulling tussen de flenzen van de liggers. Al met al werd aangetoond dat renovatie van de constructie economisch mogelijk was.

## 4.5 Experimenteel werk bij kamertemperatuur

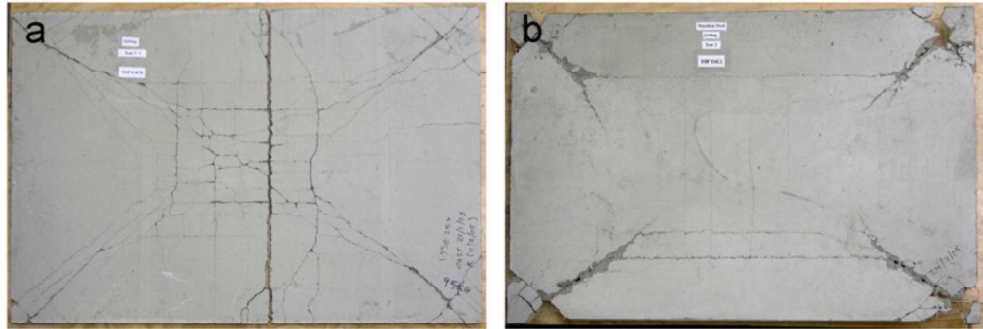
De eenvoudige ontwerpmethodede gepresenteerd in Hoofdstuk 5 is gebaseerd op theoretische modellen ontwikkeld voor het kamertemperatuur-ontwerp en geverifieerd met experimentele studies. Sinds 1961 is een aantal van dergelijke experimentele studies uitgevoerd om de membraanwerking in betonplaten te onderzoeken (15,18,22,23,24) zonder verhinderende van horizontale krachten in het vlak van de plaat. In alle testen bezweek het proefstuk als gevolg van grote scheuren over de volledige dikte van de plaat over de kortere overspanning en membraanwerking werd duidelijk waargenomen, zoals te zien is in Tabel 4.1.

**Tabel 4.1** *Vergelijking tussen de eenvoudige ontwerpmethodede en eerdere kamertemperatuur testen<sup>(26)</sup>*

Referentie	Test No.	Plaat Afmeting (m)	Vloeilijn belasting (kN/m <sup>2</sup> )	Test belasting (kN/m <sup>2</sup> )	Verbetering waargenomen in test	Berekende verbetering
Hayes & Taylor <sup>(22)</sup>	R11	0,914x0,914	15,43	31,97*	2,07	2,07
	R12	0,914x0,914	55,64	89,0*	1,60	2,11
	R13	0,914x0,914	29,05	60,8*	2,09	2,09
	R21	1,372x0,914	20,24	36,48*	1,80	1,80
	R31	1,828x0,914	16,37	25,08*	1,53	1,49
Taylor, Maher & Hayes <sup>(23)</sup>	S1	1,829x1,829	23,83	42,90*	1,80	1,48
	S7	1,829x1,829	23,83	39,03*	1,64	1,68
	S9	1,829x1,829	23,83	38,13*	1,60	1,31
Sawczuk & Winnicki <sup>(18)</sup>	Type 1 ( $\alpha = 2,0$ )	2,0x1,0	20,6	38,26*	1,86	1,71
	Type 2 ( $\alpha = 2,0$ )	2,0x1,0	10,99	17,18*	1,56	1,46
	Type 1 ( $\alpha = 1,45$ )	1,6x1,1	21,04	45,13*	2,14	2,15
Wood <sup>(15)</sup>		0,610 x0,610	10,45 (kN)	17,14* (kN)	1,64	1,36
BRE <sup>(20)</sup>		9,5 x 6,46	2,58	4,81	1,86	1,68

\* geeft aan dat bezwijken van de plaat niet optrad.

Een serie van 22 testen werd recent uitgevoerd op kleine schaal betonplaten waarvan de vervorming horizontaal niet verhinderd werd, met een lengte-breedteverhouding van 1,0 of 1,55, door Bailey en Toh<sup>(27)</sup>. In het algemeen werden twee verschillende bezwijkvormen waargenomen in deze kamertemperatuur-testen, afhankelijk van het wapeningspercentage, de lengte-breedteverhouding en de rekapaciteit van de wapening. Breuk van de wapening in de langere overspanningsrichting (Figuur 4.5(a)) was de dominante bezwijkvorm in de meeste van de licht gewapende platen terwijl de zwaar gewapende platen en degene met wapening met hoge rekapaciteit voornamelijk bezweeken als gevolg van druk bij de hoeken van de plaat (Figuur 4.5(b)). Deze experimentele data verstrekte de benodigde informatie om de methode uit te breiden tot orthotrope wapening en om bezwijken door druk in het beton op te nemen als een additionele bezwijkvorm.



**Figuur 4.5** Twee typisch vormen van bezwijken voor testplaten bij kamertemperatuur

## 4.6 Experimenteel werk bij hogere temperatuur

In aanvulling op de zeven testen op ware grootte uitgevoerd op het gebouw van acht verdiepingen met een staalskelet en staalplaat-betonvloeren in Cardington in 1996 en 2003<sup>(28,29)</sup>, werden verder testen op kleine schaal en bij hoge temperatuur uitgevoerd door Bailey en Toh<sup>(27)</sup>, met als doel membraan-trekkrachten in staalplaat-betonvloeren verder te onderzoeken. Als gevolg van deze testen is de oorspronkelijke, door Bailey en Moore ontwikkelde ontwerpmethode gemodificeerd, resulterend in de formulering, zoals gepresenteerd in Hoofdstuk 5.

Bailey en Toh<sup>(27)</sup> hebben een serie van 15 testen op kleine schaal uitgevoerd op betonplaten waarvan de vervorming horizontaal niet verhinderd werd, met lengte-breedteverhoudingen van 1,0 of 1,55. Zij concludeerden dat, in tegenstelling tot de platen getest onder kamertemperatuurcondities, waarbij de bezwijkvorm werd beïnvloed door het bezwijken van het beton onder druk, in alle 15 platen getest onder brandcondities, de breuk van de wapening in de langere overspanningsrichting het bezwijken bepaalde, zoals te zien in Figuur 4.6.



**Figuur 4.6** Bezwijkvorm voor testplaten bij hoge temperaturen

## 5 EENVOUDIGE ONTWERPMETHODE

Sinds Johansens pionierswerk op de vloeilijnenanalyse<sup>(10)</sup> hebben onderzoekers de gunstige effecten waargenomen van membraankrachten op het verbeteren van de draagkracht van betonplaten, vergeleken met schattingen van de capaciteit gebaseerd op alleen het gedrag bij buiging<sup>(11)</sup>.

Een aantal experimentele en theoretische studies zijn uitgevoerd om de gunstige effecten te onderzoeken van krachten in het vlak van de plaat bij kamertemperatuur, leidend tot een goed theoretisch begrip van het gedrag. Na het experimentele werk uitgevoerd in Cardington, is deze theorie uitgebreid tot het ontwerp bij brandscenario's, zoals hieronder besproken wordt.

Het experimentele werk in Cardington en het bewijs uit andere echte branden in bouwconstructies heeft ervoor gezorgd dat duidelijk werd dat er significante reserves zijn in de sterkte van samenwerkende staal-beton gebouwen, hetgeen betekent dat de prestatie van de constructie bij brand de verwachtingen gewekt door standaardbrandproeven op individuele constructie-elementen overstijgt. Cardington demonstreerde dat het mogelijk was de samenwerkende stalen liggers die de betonnen vloerplaat ondersteunden onbeschermd te laten; het werk startte naar het ontwikkelen van geschikte ontwerpmodellen, waarmee constructeurs het ontwerp bij brand van een vloerplaat ondersteund door onbeschermd stalen liggers konden onderbouwen.

Onderzoekers aan het Building Research Establishment (BRE), met financiering van het Steel Construction Institute, ontwikkelden een eenvoudige ontwerp-methode voor samenwerkende staal-beton vloerplaten, in navolging van het experimentele werk in Cardington<sup>(12,13)</sup>. Het BRE-model werd gevalideerd met de resultaten uit de Cardington brandproef op grote schaal en eerder experimenteel werk uitgevoerd bij kamertemperatuur. Deze methode wordt in detail gepresenteerd en besproken in Hoofdstuk 5.2.

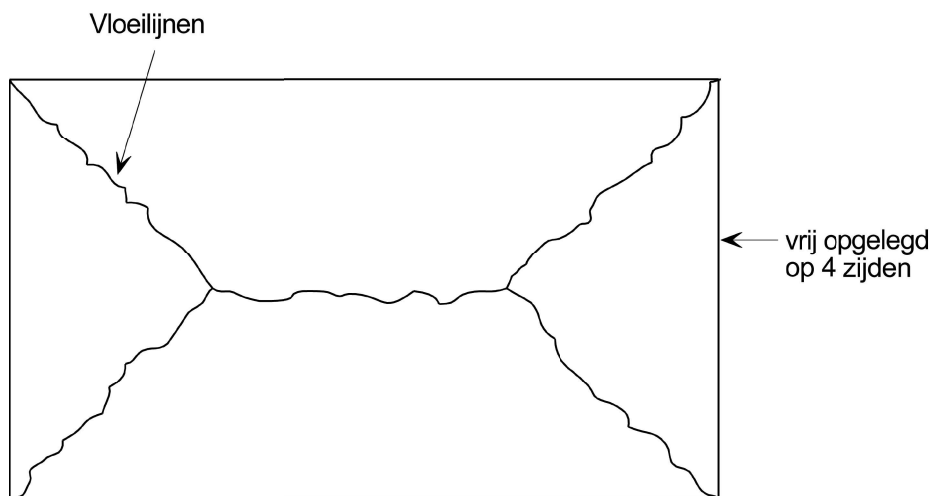
De eenvoudige ontwerp-methode verschilt van de eenvoudige ontwerp-procedures gegeven in ontwerp-normen<sup>(32,33)</sup>, omdat ze het gedrag van een samenstel van samenwerkende constructieve elementen beschouwt, in plaats van individuele elementen. Terwijl het ook technisch mogelijk zou zijn niet-lineaire eindige elementen te gebruiken om de draagkracht in brand te bepalen, is dat een duurdere oplossing die een significante hoeveelheid expertise en voorkennis vereist. De methode gepresenteerd in dit document is meer toegankelijk voor constructeurs met slechts basiskennis van brandberekeningen.

### 5.1 Introductie in vloeilijentheorie en membraanwerking

De vloeilijentheorie met Johansson als pionier is een theorie voor de bepaling van de uiterst opneembare belasting gebaseerd op aangenomen bezwijkmechanismes en plastische eigenschappen van betonplaten met een laag wapeningspercentage. Het bezwijkmechanisme is gedefinieerd door een patroon van vloeilijnen waarlangs de wapening vloeit en de plaat plastische vervormingen ondergaat. De gebieden begrensd door de vloeilijnen worden verondersteld onvervormd te blijven waarbij alle rotatie plaatsvindt in de vloeilijn.

Om de vloeilijentheorie van toepassing te kunnen verklaren, moet bezwijken op dwarskracht, bezwijken op verankering en bezwijken op druk voorkomen worden. Het moment-krommings gedrag van de plaat moet voldoende taai zijn om een mechanisme te laten formeren; in de praktijk is dit geen probleem omdat platen altijd een laag wapeningspercentage hebben, leidend tot vloeien van de wapening vóór bossere bezwijkvormen zoals bezwijken door druk in het beton.

Voor vierkante en rechthoekige platen die vrij zijn opgelegd langs hun vrije randen, worden de vloeilijnenpatronen, die verwacht worden op te treden, getoond in Figuur 5.1. Dit zijn de vloeilijnenpatronen die aangenomen worden in de volgende theoretische uiteenzetting. In werkelijkheid is de plaat, in een gebouw met een staalskelet, ondersteund door stalen liggers die een eindige stijfheid tussen de kolomposities zal hebben. Dit zal behandeld worden in Hoofdstuk 6.



**Figuur 5.1** Een typisch vloeilijnenpatroon voor een rechthoekig plaat, vrij opgelegd op vier zijden

Een bovengrensooplossing kan verkregen worden voor een aangenomen vloeilijnenpatroon. De oplossing is gebaseerd op de arbeidstheorie, waarbij de uitwendige arbeid verricht door de opgelegde belasting als gevolg van een eenheidsverplaatsing van de stijve delen gelijk gesteld wordt aan de inwendige arbeid door de rotatie van de vloeilijnen. De belasting die overeenkomt met een willekeurig bezwijkmechanisme zal groter zijn of gelijk aan de werkelijke bezwijkbelasting van de constructie, zodat hierdoor een bovengrensooplossing gegeven wordt.

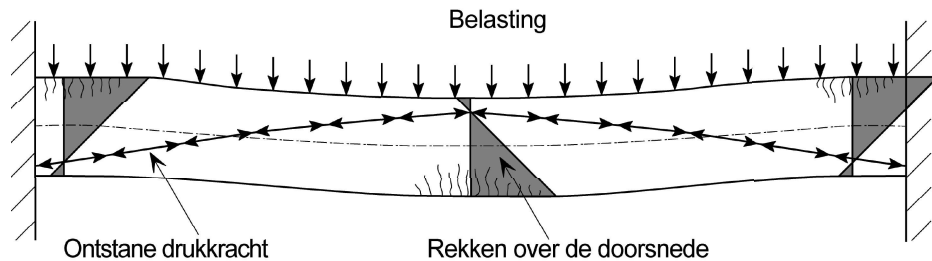
Als gevolg van membraanwerking in de plaat en versteviging van de wapening na vloeien, tendert deze theoretische bovengrensooplossing van de vloeilijnenanalyse echter significant lager te zijn dan de actuele bezwijkbelasting van de plaat waargenomen gedurende experimenten.

Membraanwerking in platen veroorzaakt krachten in het vlak van de plaat die worden bepaald door de randvoorwaarden van de plaat in het vlak van de plaat. Twee extreme gevallen, van volledige verhinderde vervorming en van geen verhinderde vervorming, worden hieronder beschouwd.

### 5.1.1 Plaat met volledige verhinderde vervorming in het vlak van de plaat

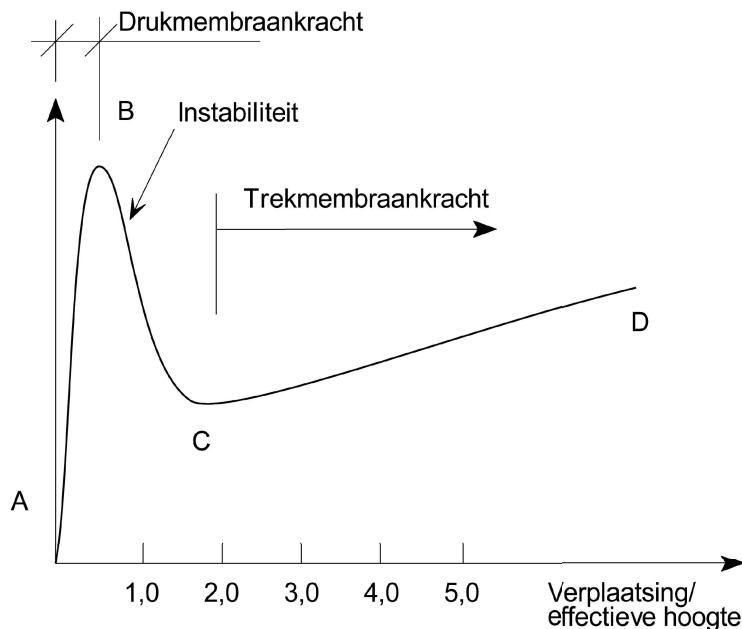
Met volledige verhinderde vervorming in het vlak bij de plaatopleggingen, resulteren de initiële kleine doorbuigingen van een plaat door buiging in een drukmembraankracht<sup>(14,15)</sup>. Dit mechanisme wordt geïllustreerd in Figuur 5.2, voor een

element overspannend in een richting. Een drukkracht ontstaat langs een lijn van het onderoppervlak bij de oplegging naar het bovenoppervlak in het midden van de overspanning, waardoor drukboogwerking in de plaat geactiveerd wordt, die resulteert in een verhoogde weerstand zoals te zien is in Figuur 5.3. Deze boogwerking wordt echter onstabiel zodra de grootte van de verticale doorbuiging een waarde overschrijdt gelijk aan ongeveer de halve plaatdikte, met een snelle afname van weerstand als gevolg. De plaat kan dan verdergaan met het ontwikkelen van trek-membraankrachten bij grotere verplaatsingen.



**Figuur 5.2** Druk-membraankracht in een plaat met verhinderde vervorming

Park<sup>(14)</sup> illustreerde het effect van druk-membraankracht op een plaat met verhinderde vervorming, waarbij hij een figuur gebruikte vergelijkbaar met Figuur 5.3. De initiële piekbelasting getoond in deze figuur bij verplaatsingen minder dan de plaatdikte is het gevolg van druk-membraanwerking. Wanneer bezwijken door druk in het beton optreedt, wordt een scherpe terugval in de capaciteit waargenomen, vergezeld door een toename van de verplaatsing. De draagkracht neemt dan toe met toenemende doorbuiging tot breuk van de wapening optreedt.

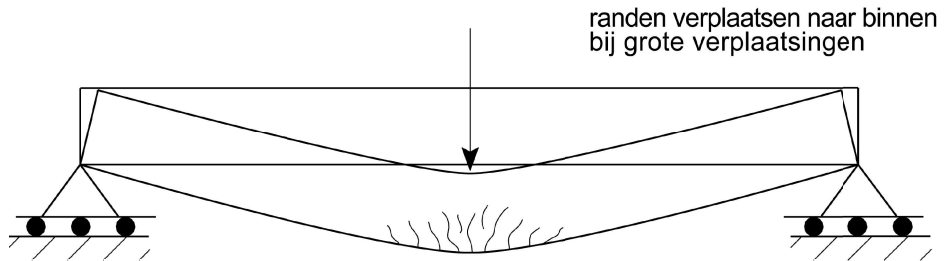


**Figuur 5.3** Membraanwerking in een plaat met in het vlak verhinderde vervorming bij de opleggingen<sup>(15)</sup>

### 5.1.2 Plaat zonder verhinderde vervorming in het vlak

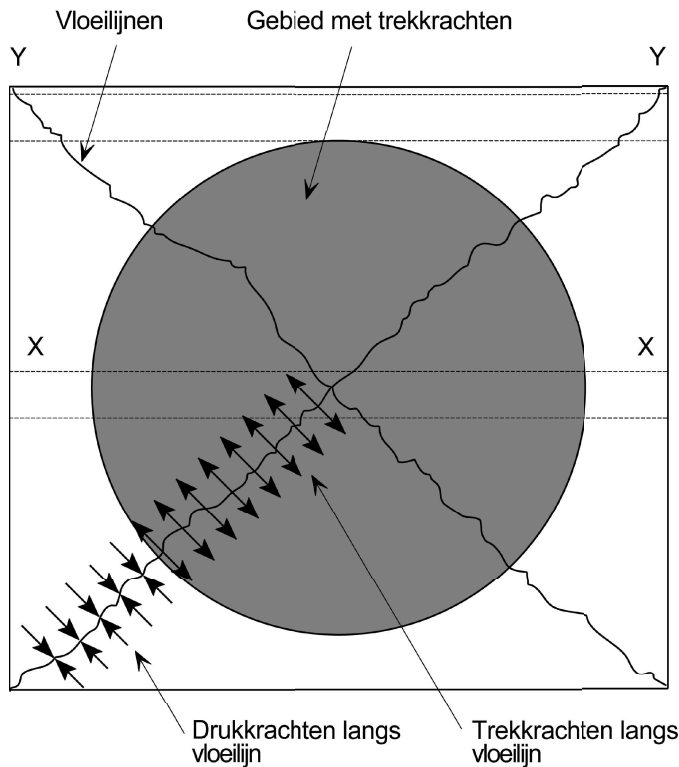
Wanneer de oplegging van de plaat geen vervormingen verhindert, is het plaatgedrag verschillend. Druk-membraanwerking kan niet optreden en het gedrag na vloeien wordt gekarakteriseerd door trek-membraanwerking. In een in één richting overspannend element zullen grote verticale verplaatsingen een eindverkorting van het element veroorzaken. Als deze eindverkorting verhindert

wordt zullen er trekkrachten ontstaan. Voor een in één richting overspannend element zouden deze krachten door verhinderde vervorming zich extern bij de opleggingen moeten ontwikkelen. Echter, voor een in twee richtingen overspannende plaat, i.e. een plaat met eenvoudige opleggingen op vier randen, zijn geen externe horizontale vasthoudkrachten vereist omdat zich in de plaat een intern systeem van krachten in het vlak kan ontwikkelen dat hetzelfde effect heeft.



**Figuur 5.4** In één richting overspannende constructieve elementen

Beschouw het geval van een in twee richtingen overspannende plaat, zoals te zien in Figuur 5.5. Deze plaat heeft verticale opleggingen rondom maar geen horizontale verandering in het vlak. De strip in het midden van de plaat aangeduid als X-X neigt naar het gedrag met eindverkorting vergelijkbaar met het in één richting overspannende element getoond in Figuur 5.4. Echter, de strippen aangeduid als Y-Y op een ondersteunde rand hebben niet dezelfde verticale verplaatsing en zullen daarom geen significante eindverkorting hebben. Er zullen daarom krachten in het vlak ontstaan op het grensvlak van deze strippen van de plaat om het evenwicht te handhaven, waarbij trekspanningen in strippen zoals X-X opgewekt worden en drukspanningen in strippen zoals Y-Y. Omdat dit gedrag optreedt in twee richtingen is het resultaat een gebied met trekspanning in het midden van de plaat aangeduid door het oppervlak in Figuur 5.5 en een drukring rond de omtrek.



**Figuur 5.5** Ontwikkeling van membraankrachten in het vlak



### 5.1.3 Effect van membraanspanningen op vloeilijnen

De ontwikkeling van trek- en drukkrachten in het vlak zal de vloeilijnmomenten ontwikkeld in de plaat beïnvloeden, waarbij reducties in buigweerstand optreden in de trekzone en verbetering van de buigweerstand van de vloeilijnen in de drukzone. In aanvulling op deze invloed op de buigweerstand, is er ook een additionele draagkracht als gevolg van de trek-membraankrachten.

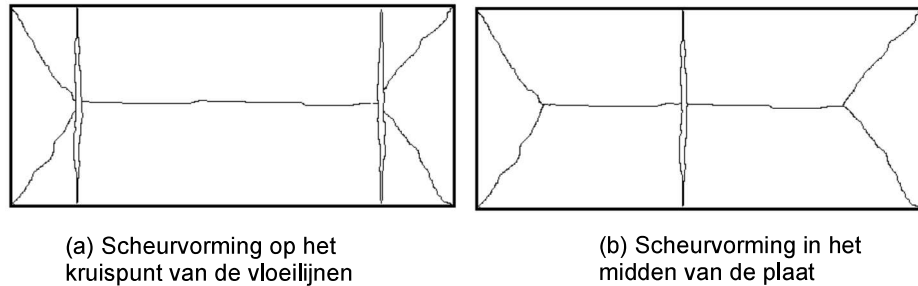
Als vervolg op het werk van Johansson in de vloeilijnenanalyse, werden er testen bij de verwoesting van een compleet gebouw gerapporteerd door Ockleston<sup>(11)</sup>. Deze test bracht aan het licht dat de belastingen die konden worden weerstaan door de vloerplaten aanzienlijk groter waren dan die voorspeld door de vloeilijntheorie. Dit genereerde aanzienlijke belangstelling in onderzoek naar membraaneffecten en een aantal van de onderzoekers bestudeerde deze effecten zowel experimenteel als analytisch in de erop volgende jaren.

Waarnemingen uit testen op onverhinderde platen tonen dat het patroon van vloeilijnen onveranderd is bij grote verplaatsingen. Er werd ook aangetoond dat de uiterste bezwijkvorm de ontwikkeling van grote scheuren over de kortere overspanning van de plaat en breuk van de wapening is, zoals gerapporteerd door Wood<sup>(15)</sup>

Analysemethoden die membraanwerking in rekening brengen zijn voor onverhinderde platen ontwikkeld door Wood<sup>(15)</sup>, Kemp<sup>(17)</sup>, Taylor<sup>(16)</sup>, Sawczuk<sup>(18)</sup>, Hayes<sup>(19)</sup> en Bailey en Moore<sup>(12,13)</sup>

Wood ontwikkelde een oplossing voor een cirkelvormige plaat met vrij opgelegd randen onderworpen aan een gelijkmatig verdeelde belasting. Een vergelijkbare oplossing werd ontwikkeld voor vierkante platen door Kemp. Kemps methode omvatte een nauwkeurige zuiver plastische oplossing, waarin de draagkracht wordt bepaald door beschouwing van het evenwicht van de stijve gebieden van de plaat. Deze maakt het mogelijk de grootte van de membraankrachten en vloeilijnmomenten te bepalen als functie van de plaatdoorbuiging. Kemps theorie laat zien dat de capaciteit van de plaat een functie is van de plaatdoorbuiging. Hij merkt op dat in de praktijk een bezwijkbelasting zou zijn bereikt wanneer breuk van de wapening optreedt of wanneer het beton in de buitenste zone verbrijzelt, hoewel zijn model niet probeert dit eindpunt van de belasting-doorbuiging response te definiëren.

In de benadering gebruikt door Sawczuk werd het ontstaan van de scheur over de korte overspanning opgenomen. Sawczuk identificeerde dat de stijve driehoekige elementen van de plaat onderworpen worden aan momenten in het vlak als gevolg van de variatie van membraankrachten langs de vloeilijnen. Door de buigweerstand van de stijve gebieden te schatten, voorspelde Sawczuk de ontwikkeling van buigscharnieren langs de middenlijn van de plaat en scheurvorming over de korte overspanning. Deze scheurvorming is niet toegestaan door de methoden ontwikkeld door Taylor en Kemp. Sawczuks op arbeid gebaseerde methode beschouwt twee mogelijke scheurpatronen, zoals getoond in Figuur 5.6. De conclusie was dat de kritische bezwijkvorm werd veroorzaakt door scheurvorming over de kortere overspanning, op de kruising van de vloeilijnen, zoals te zien in Figuur 5.6(a).



**Figuur 5.6** *Bezwijkvormen ontdekt door Sawczuk*

Hayes merkte op dat Sawczuks analyse betekende dat oplegkrachten aanwezig waren, terwijl deze krachten in werkelijkheid niet konden bestaan bij een Onverhinderde, vrij opgelegd rand. Hayes nam ook waar dat er klaarblijkelijk geen toename in de draagkracht was wanneer momentenevenwicht van de stijve gebieden werd beschouwd. Hayes ging door met een oplossing te ontwikkelen voor voor orthotroop gewapende rechthoekige platen waarmee hij inging op zijn bekritisering van Sawczuks methode en die in goede overeenstemming was met Kemps oplossing voor vierkante platen. In zijn methode nam Hayes ook aan dat de scheuren over de korte overspanning optreden op het kruispunt van de vloeilijnen. Zijn methode met die van Sawczuk vergelijkend, concludeerde Hayes dat de verschillen niet significant waren. Belangrijk is dat Hayes ook bemerkte dat de verbetering als gevolg van membraaneffecten afnam met de toename in de lengte-breedteverhouding van de plaat of de orthotropie van de wapening.

Sawczuks aanname, die ook was aangenomen door Hayes, dat de bezwijkvorm twee scheuren omvat over de korte overspanning van de plaat op het kruispunt van de vloeilijnen is in tegenspraak met een groot gedeelte van de testresultaten, inclusief een test uitgevoerd door Building Research Establishment in 2000<sup>(20)</sup>. Daarom modificeerden Bailey en Moore<sup>(12,13)</sup> de methode ontwikkeld door Hayes' benadering en baseerden hun evenwichtsmethode op de formatie van een enkele scheur in het midden van de plaat, de bezwijkvorm die in het algemeen waargenomen wordt in testen uitgevoerd bij kamertemperatuur en bij hoge temperaturen, Figuur 5.7(b). De afleiding gebruikt door Bailey en Moore is beschreven in Hoofdstuk 5.2. Aanvankelijk was deze ontwikkeld voor isotrope wapening, maar werd aangepast om de effecten van orthotrope wapening en de kabelwerking van de stalen liggers te omvatten<sup>(21)</sup>.

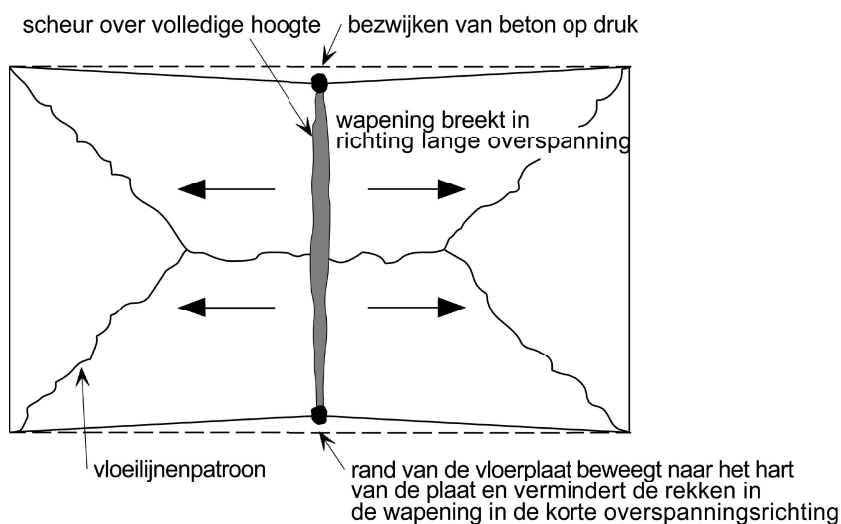
## 5.2 Berekening van de weerstand van staalplaat-betonvloeren in overeenstemming met de eenvoudige ontwerpmethode

Dit Hoofdstuk beschrijft de ontwikkeling van een eenvoudige ontwerpmethode die gebruikt kan worden om de weerstand van rechthoekige staal-beton vloersystemen te berekenen. De methode werd ontwikkeld over een periode van jaren. De initiële ontwikkeling<sup>(12,13)</sup> van de methode voor gebruik met isotrope wapening beschouwde slechts één bezwijkvorm, als gevolg van breuk van het wapeningsnet in de korte overspanning, zoals getoond door Figuur 5.7(a). Latere ontwikkelingen<sup>(21,25)</sup> namen een meer algemene afleiding op waarmee het gebruik van orthotrope wapening mogelijk was, alsook de opname van bezwijken door druk van het beton bij de hoeken van de plaat (zie Figuur 5.7(b)).

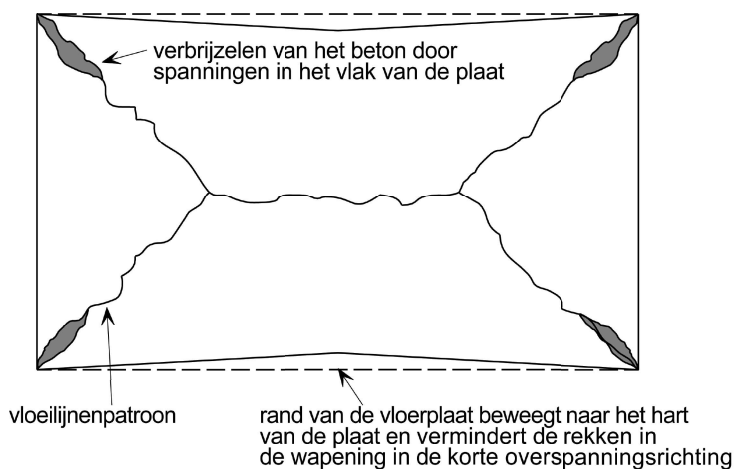
### 5.2.1 Berekening van de weerstand

De draagkracht van een in twee richtingen overspannende vrij opgelegde plaat, waarbij de vervormingen in het horizontale vlak niet verhinderd zijn bij de randen, is groter dan die berekend met behulp van de normale vloeilijntheorie. De verbetering van de weerstand is het gevolg van trek-membraanwerking die zich in de plaat ontwikkelt bij grote verplaatsing en ook als gevolg van de toename van het vloeimoment in de buitenste gebieden van de plaat, waar drukspanningen optreden over de vloeilijnen (zie Figuur 5.8).

De verbetering van de weerstand bepaald als een ondergrensoplossing voor bezwijken is gebaseerd op de aanname dat bij de uiterste grenstoestand het vloeilijnenpatroon zal zijn zoals getoond in Figuur 5.7(a) en dat bezwijken zal optreden als gevolg van breuk van het wapeningsnet in de lange overspanningsrichting in het midden van de plaat. Een tweede bezwijkvorm kan, in sommige gevallen, ontstaan als gevolg van verbrijzelen van het beton in de hoeken van de plaat, waar hoge drukkrachten in het vlak optreden, zoals getoond door Figuur 5.7(b). Deze bezwijkvorm wordt besproken in Hoofdstuk 5.3.



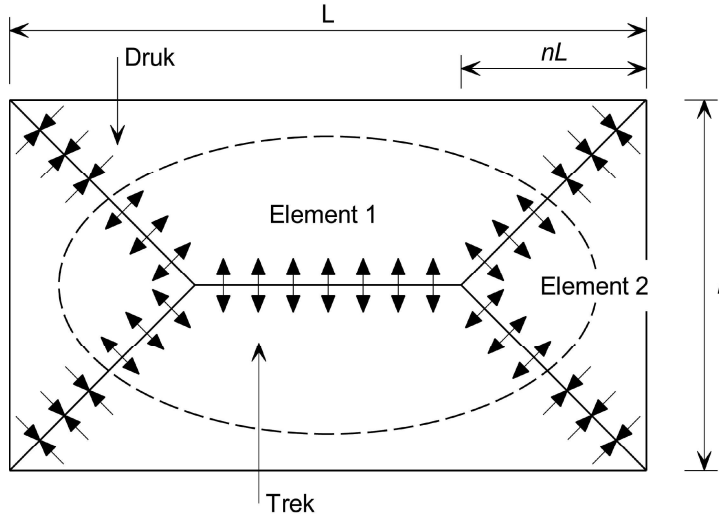
(a) Bezwijken van het wapeningsnet op trek



(b) bezwijken van het beton op druk

**Figuur 5.7** Aangenomen bezwijkvormen voor een staalplaat-betonvloer

De eerste bezwijkvorm zal ontstaan wanneer de druksterkte van het beton de treksterkte van het wapeningsnet overschrijdt, leidend tot breuk van het net. De tweede bezwijkvorm zal ontstaan in gevallen waar de treksterkte van het wapeningsnet de druksterkte van het beton overschrijdt, resulterend in bezwijken van het beton op druk bij de hoeken van de plaat.



**Figuur 5.8** Rechthoekige plaat vrij opgelegd op vier randen, waarin de krachten in het vlak van de plaat over de vloeilijnen als gevolg van trek-membraankrachten te zien zijn.

Figuur 5.8 toont een rechthoekige plaat vrij opgelegd rondom zijn omtrek en het verwachte vloeilijnenpatroon dat bij een ondergrensbenadering zou ontwikkelen bij een gelijkmatig verdeelde belasting. Het kruispunt van de vloeilijnen is gedefinieerd door de parameter  $n$ , die is berekend behulp van de algemene vloeilijentheorie en gegeven door:

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} \left( \sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) \quad (5-1)$$

waar

- $a$  is de lengte-breedteverhouding van de plaat ( $L/l$ )
- $\mu$  is de verhouding van de vloei-momentcapaciteit van de plaat in orthogonale richtingen (behoort altijd minder dan of gelijk aan 1,0 te zijn)

De kortere overspanning behoort gedefinieerd te zijn door de overspanning met de lagere momentcapaciteit, waardoor de coëfficiënt van orthogonaliteit ( $\mu$ ) altijd minder dan of gelijk aan 1 is. Daarom zou  $n$  gelimiteerd zijn tot een maximum van 0,5, resulterend in een geldig vloeilijnenpatroon.

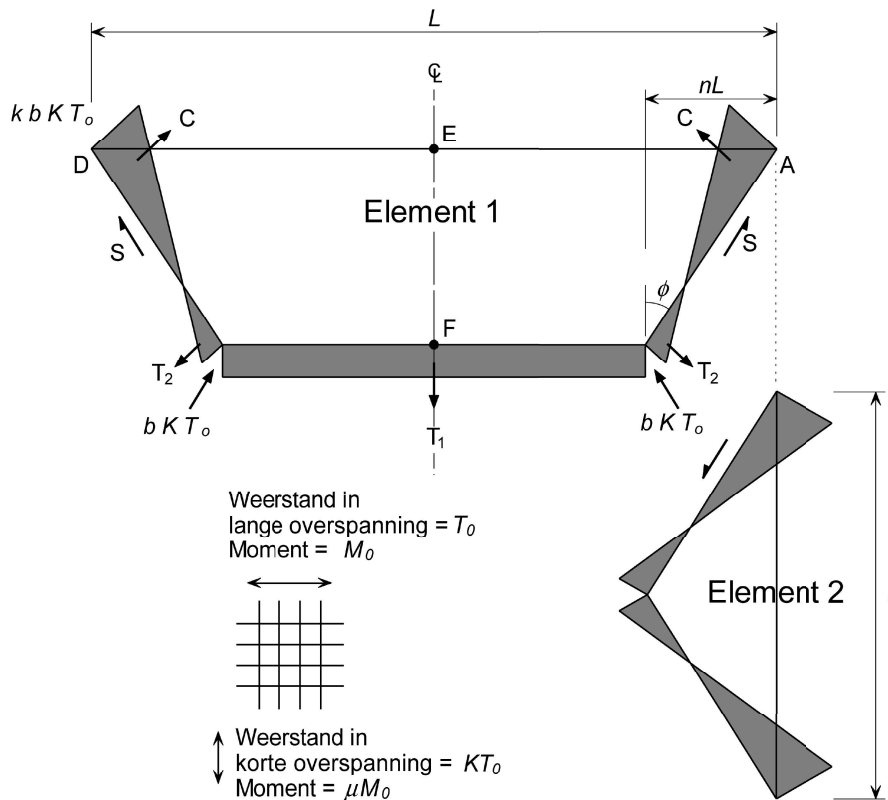
De weerstand van het mechanisme dat ontstaat door de formatie van deze vloeilijnen is gegeven door de volgende vergelijking:

$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[ \sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2} - \frac{1}{a'}} \right]^{-2} \quad (5-2)$$

waar

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Hayes<sup>(19)</sup> merkte op dat, wanneer zuiver plastisch gedrag aangenomen wordt, alleen verplaatsingen en rotaties van een star lichaam toegestaan zijn. Verdere aannamen dat de neutrale lijnen langs de vloeilijnen rechte lijnen zijn en dat het spanningsblok van beton rechthoekig is, betekenen dat de variatie in membraankrachten langs de vloeilijnen lineair wordt, zoals te zien in Figuur 5.9. Deze aannamen en de resulterende verdeling van membraankrachten werden ook aangenomen door Bailey<sup>(12,26)</sup>.



**Figuur 5.9** Spanningsverdeling in het vlak voor de elementen 1 en 2

### 5.2.2 Afleiding van een uitdrukking voor parameter k

Bij beschouwing van het evenwicht van de krachten in het vlak  $T_1$ ,  $T_2$  en  $C$  werkend op element 1 kunnen de volgende verhoudingen worden afgeleid:

$$S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi$$

en

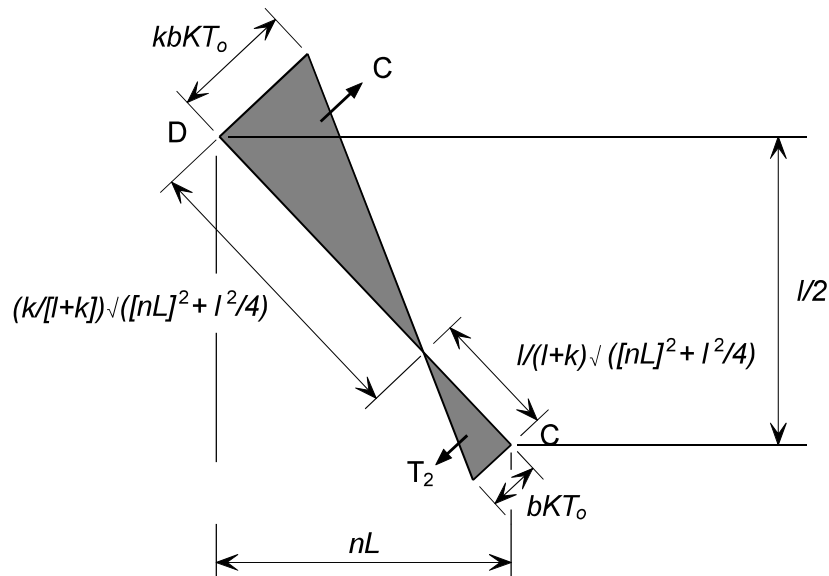
$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

Daarom,

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \tag{5-3}$$

waar

$\phi$  is de hoek die het vloeilijnenpatroon definieert.



**Figuur 5.10** Spanningsverdeling in het vlak langs vloeilijn CD

Figuur 5.10 toont de geometrie van de spanningsverdeling langs vloeilijn CD. Bij beschouwing van Figuur 5.9 en Figuur 5.10:

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

waar

$b, k$  zijn parameters ter definiëring van de grootte van de membraankracht,

$KT_0$  is de weerstand van het stalen wapeningsnet per eenheid van breedte,

$n$  is een parameter ter definiëring van het vloeilijnenpatroon

Substitutie van de bovenbeschreven waarden in vergelijking (5-3) geeft,

$$\frac{bKT_0(L - 2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

Deze uitdrukking kan dan herschreven worden als een uitdrukking voor parameter  $k$ .

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (5-4)$$

### 5.2.3 Afleiding van een uitdrukking voor parameter $b$

Bij beschouwing van de breuk van de wapening in de korte overspanning van de plaat, kan een uitdrukking voor de parameter  $b$  ontwikkeld worden. De lijn EF getoond in Figuur 5.11 representeert de plaats van de breuk in het wapeningsnet, die zal resulteren in een scheur over de volledige dikte over de plaat. Een bovengrensooplossing voor de momentweerstand in het vlak langs de lijn EF kan verkregen worden door aan te nemen dat alle wapening langs het profiel op de maximale spanning ( $f_u$ ) is en het zwaartepunt van het drukspanningsblok op plaats E is in Figuur 5.11.

Er wordt aangenomen dat:

$$f_t = k_t f_{sy} \quad (5-5)$$

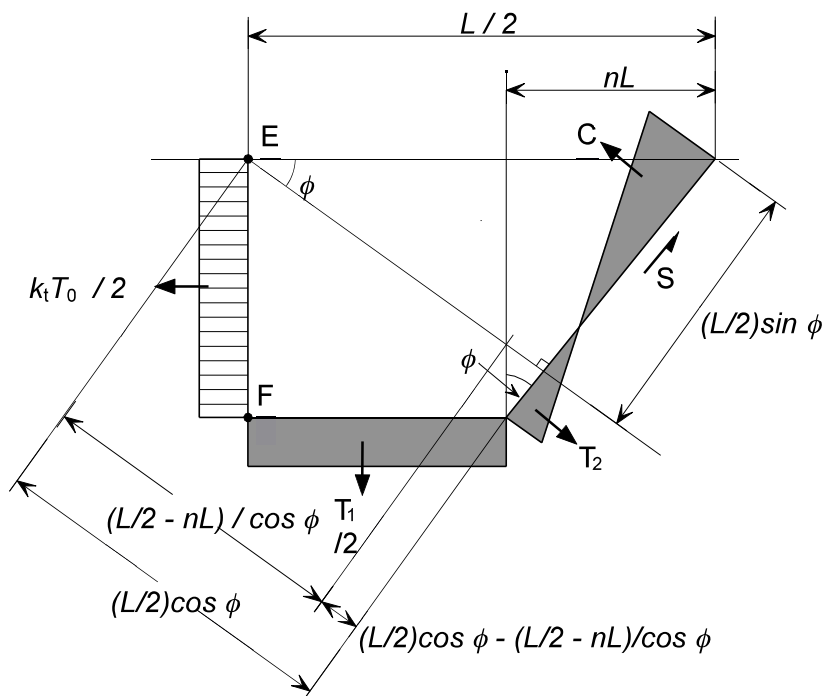
waar

$f_{sy}$  is de vloeigrens van wapeningsstaal.

$k_t$  is de verhouding tussen de treksterkte en de vloeigrens ( $f_t/f_{sy}$ ).

Volgens Eurocode 2 deel 1.1, varieert de coëfficiënt  $k_t$  tussen 1,05 en 1,35 voor het ontwerp bij kamertemperatuur. In de brandsituatie moet deze coëfficiënt echter gelijk aan 1,0 aangehouden worden.

Het momentenevenwicht bepaald om E in Figuur 5.11:



**Figuur 5.11** De spanningsverdeling in het vlak langs breuklijn EF

$$\begin{aligned}
& T_2 \left[ \left( \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + C \left[ \frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left( \frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_r T_o l^2}{8}
\end{aligned} \tag{5-6}$$

waar

$$\begin{aligned}
\frac{T_1}{2} &= bKT_o \left( \frac{L}{2} - nL \right) \\
T_2 &= \frac{bKT_o}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\
C &= \frac{kbKT_o}{2} \left( \frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\
S &= \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\
\cos \phi &= \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\
\sin \phi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\
\tan \phi &= \frac{nL}{(l/2)}
\end{aligned}$$

Substitutie van deze uitdrukkingen in vergelijking (5-6) leidt tot,

$$\frac{bKT_o}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[ \left( \frac{\left(\frac{l}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\left(\frac{l}{2}\right)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right) \left( \frac{l}{2} \right) \right. \\
\left. - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right]$$



$$\begin{aligned}
& + \frac{kbKT_o}{2} \left( \frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[ \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \frac{\left( \frac{l}{2} \right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left( \frac{L}{2} \right) - bKT_o \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left[ \frac{l}{2} \left( \frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_l T_o l^2}{8}
\end{aligned}$$

hetgeen kan worden herschreven tot:

$$\begin{aligned}
& \frac{b}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \left( \frac{l^2}{8n} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right) \right] \\
& + \frac{b}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\
& + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{k_l l^2}{8K}
\end{aligned} \tag{5-7}$$

Vergelijking (5-7) kan herschreven worden als:

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1_l l^2}{8K}$$

Waaruit volgt:

$$b = \frac{k_l l^2}{8K(A + B + C - D)} \tag{5-8}$$

waar

$$A = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \frac{l^2}{8n} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$B = \frac{1}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

$$D = \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right).$$

De parameters  $k$  en  $b$ , die de krachten in het vlak vastleggen, kunnen berekend worden gebruik makend van achtereenvolgens vergelijkingen (5-4) en (5-8).

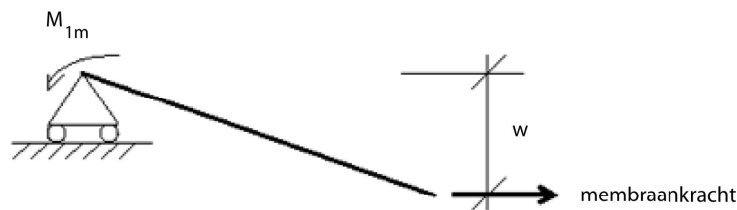
## 5.2.4 Membraankrachten

De draagkracht voor Elementen 1 en 2 van de plaat kan worden bepaald door de bijdrage van de membraankrachten aan de weerstand en de toename in buigweerstand over de vloeilijnen separaat te beschouwen, zoals hieronder aangegeven. Deze effecten worden uitgedrukt in termen van een verbeteringsfactor, die moet worden toegepast op de ondergrensbenadering van de vloeilijnweerstand. Aanvankelijk werden de effecten van de dwarskracht  $S$  in het vlak (Figuur 5.9) of enige verticale dwarskracht op de vloeilijn verwaarloosd, resulterend in twee ongelijke berekende belastingen voor achtereenvolgens Elementen 1 en 2. Een gemiddelde waarde werd toen berekend, daarbij de bijdrage van de dwarskrachten beschouwend.

*Bijdrage van membraankrachten aan de draagkracht.*

a) *Element 1*

Volgens Figuur 5.12 is het moment om de ondersteuning als gevolg van de membraankracht gegeven door:



**Figuur 5.12** Berekening van het moment veroorzaakt door de membraankracht

$$M_{1m} = bKT_0 (L - 2nL)w + bKT_0 nLw \left( \frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0 nLw \left( \frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right)$$

waar

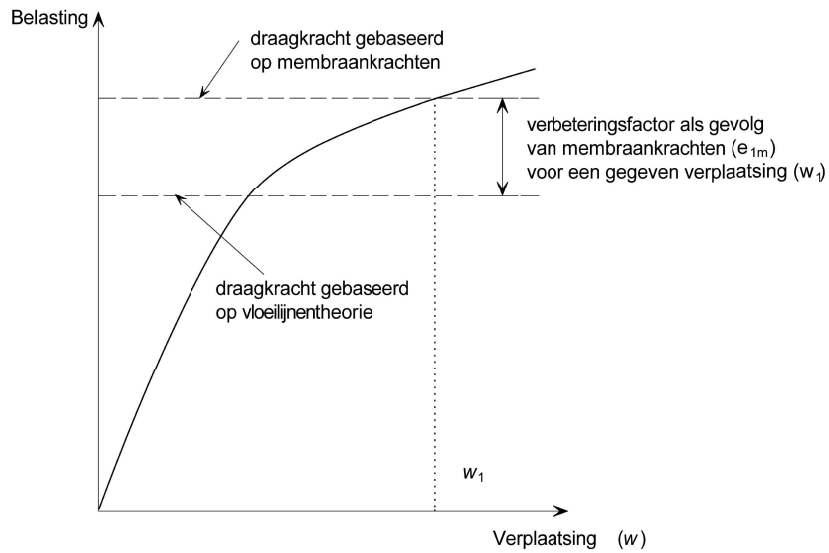
$M_{1m}$  is het moment om de ondersteuning als gevolg van de membraankrachten voor element 1.

De uitdrukking reduceert tot:

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right).$$

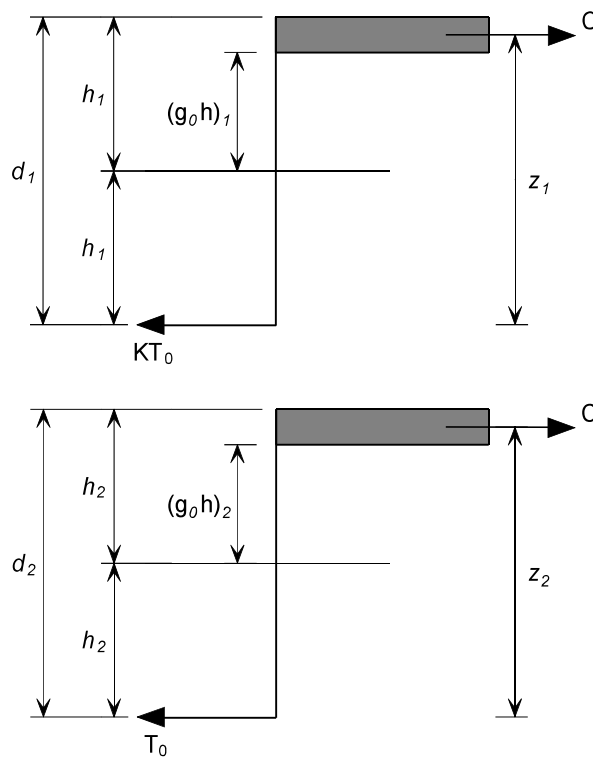
De formulering hierboven defineert de bijdrage van de membraankrachten aan de draagkracht die moet worden opgeteld bij de bijdrage als gevolg van de vergrote buigcapaciteit in het gebied waar de plaat onderworpen is aan drukkrachten. Voor de eenvoud wordt de bijdrage van de membraankrachten en de vergrote buigwerking gerelateerd aan de normale vloeilijnbelasting. Dit maakt het mogelijk een verbeteringsfactor te berekenen voor zowel de membraankracht als ook de verhoogde buigende momenten. Deze verbeteringsfactoren kunnen uiteindelijk toegevoegd worden om de totale verbetering te geven van de plaat als gevolg van membraankracht.

Door  $M_{1m}$  te delen door  $\mu M_o L$  is het mogelijk de momentweerstand van de plaat met het effect van trek-membraankracht uit te drukken als een verbetering van vloeilijnweerstand wanneer geen axiaalkracht aanwezig is (Figuur 5.13).



**Figuur 5.13** *Verbeteringsfactor als gevolg van membraankracht*

De waarde van  $\mu M_o$  wordt verkregen bij beschouwing van Figuur 5.14.



**Figuur 5.14** *Berekening van de momentweerstand*

De buigende momenten  $\mu M_o$  en  $M_o$  per eenheid van plaatbreedte wordt in elke orthogonale richting gegeven door:

$$\mu M_o = KT_o d_1 \left( \frac{3 + (g_o)_1}{4} \right)$$

$$M_o = T_o d_2 \left( \frac{3 + (g_o)_2}{4} \right)$$

waar

$(g_0)_1, (g_0)_2$  zijn parameters die het spanningsblok voor buiging in de twee orthogonale richtingen definiëren (zie Figuur 5.14)

$d_1, d_2$  zijn de effectieve hoogten van de wapening in elke richting.

De verbeteringfactor,  $e_{1m}$ , wordt gegeven door:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left( \frac{w}{d_1} \right) \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (5-9)$$

### b) Element 2

Het moment om de ondersteuning als gevolg van de membraankrachten wordt gegeven door:

$$M_{2m} = KT_0 l b w \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right)$$

waar

$M_{2m}$  is het moment om de ondersteuning als gevolg van de membraankracht voor element 2.

Het effect van de trek-membraankracht kan worden uitgedrukt als een verbetering van de vloeilijnweerstand door het moment om de ondersteuning als gevolg van membraankracht,  $M_{2m}$ , te delen door de momentweerstand in langsricting, wanneer geen axiaalkracht aanwezig is,  $M_0 l$ , wat resulteert in,

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left( \frac{w}{d_2} \right) \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (5-10)$$

Het effect van de membraankrachten op de buigweerstand langs de vloeilijnen wordt beschreven door het vloeicriterium te beschouwen wanneer ook axiale belasting aanwezig is, zoals gegeven door Wood<sup>[15]</sup>. In het geval van de korte overspanning wordt het buigend moment in de aanwezigheid van een axiale kracht gegeven door:

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left( \frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left( \frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (5-11)$$

waar

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

en

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

Op vergelijkbare wijze voor de lange overspanning,

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left( \frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left( \frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (5-12)$$

waar

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

en

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

### Effect van membraankrachten op de buigweerstand

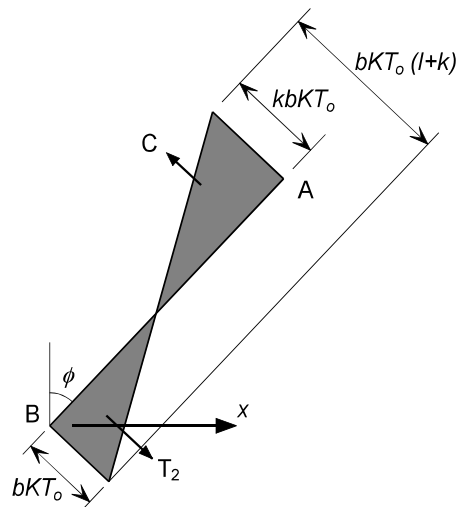
#### a) Element 1

Het effect van de membraankrachten op de buigweerstand wordt voor elke vloeilijn afzonderlijk beschouwd,

Voor de vloeilijn BC is de membraankracht constant, gelijk aan  $-bKT_0$  en daarom:

$$\left( \frac{M_N}{M_0} \right)_{BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Voor de vloeilijn AB (Figuur 5.15),



**Figuur 5.15** Krachten werkend op element 1, vloeilijn CD

De membraankracht over de vloeilijn, op een afstand  $x$  van B, wordt gegeven door:

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL} (K+1)bKT_0$$

$$N_x = bKT_0 \left( \frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)$$

Substitutie in vergelijking (5-12) geeft voor vloeilijnen AB en CD:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[ 1 + \alpha_1 b \left( \frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left( \frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx$$

Dit resulteert in:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[ 1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

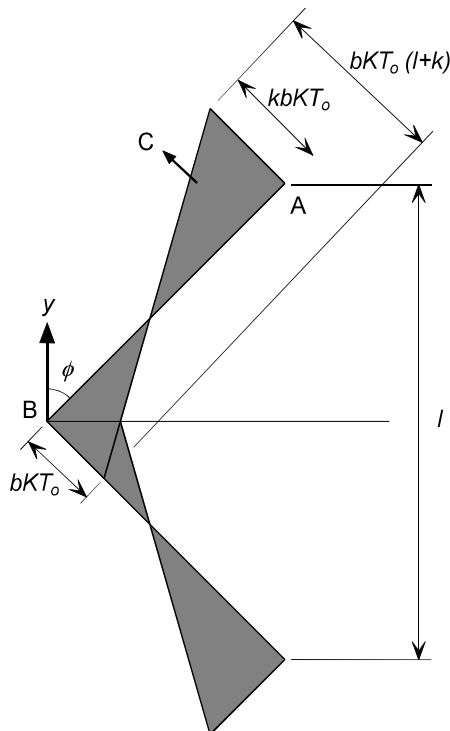
De verbetering van de buigweerstand als gevolg van membraankrachten op Element 1 wordt gegeven door:

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[ 1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (5-13)$$

### b) Element 2

Onder verwijzing naar Figuur 5.16, kan voor element 2 de kracht op een afstand  $y$  van B worden uitgedrukt als:

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2} (k+1)bKT_0$$



**Figuur 5.16** Krachten werkend op element 2

Door herschrijven:

$$N_y = bKT_0 \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

Substitutie in vergelijking (8b) geeft:

$$\int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{1/2} \left[ 1 + \alpha_2 b K \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

Resultierend in:

$$2 \int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[ 1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Hetgeen de verbeteringsfactor geeft als gevolg van het effect van de membraankrachten op de buigweerstand volgens de volgende formule,

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (5-14)$$

Vergelijkingen (5-9), (5-10), (5-13) en (5-14) geven de bijdrage aan de draagkracht als gevolg van de membraankrachten en het effect van de membraankrachten op de buigweerstand van de plaat.

Als vervolg daarop wordt de gecombineerde verbeteringsfactor voor elke element als volgt verkregen:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} \quad (5-15)$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} \quad (5-16)$$

Zoals eerder gesteld zullen de waarden  $e_1$  en  $e_2$ , berekend op basis van het evenwicht van elementen 1 en 2, niet hetzelfde zijn en Hayes suggereert dat deze verschillen kunnen worden verklaard door het effect van de verticale dwarskracht of de dwarskracht in het vlak en dat de algehele verbetering wordt gegeven door.

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (5-17)$$

### 5.3 Bezijken van beton op druk

De verbeteringsfactor in Hoofdstuk 5.2 was afgeleid door bezijken van het wapeningsnet op trek te beschouwen. Echter, bezijken van het beton op druk in de nabijheid van de hoeken van de plaat moet ook beschouwd worden als een mogelijke bezwijkvorm, die in sommige gevallen vooraf kan gaan aan breuk van het wapeningsnet. Dit wordt bereikt door de waarde van de parameter 'b' te limiteren, die de grootte van de spanningen in het vlak representeert.

Volgens Figuur 5.9 wordt de maximum drukkracht in het vlak bij de hoeken van de plaat gegeven door  $kbKT_0$ . De drukkracht als gevolg van buiging behoort ook te worden beschouwd. Door aan te nemen dat de maximum hoogte van het spanningsblok wordt beperkt tot  $0,45d$ , en in beide orthogonale richtingen een gemiddeld effectieve hoogte aan te houden tot de wapening, resulteert dit in:

$$kbKT_0 + \left( \frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0,85 f_{ck} \times 0,45 \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

Waar  $f_{ck}$  de cilinderdruksterkte van het beton is.

De oplossing voor de constante  $b$  is:

$$b = \frac{1}{kKT_o} \left( 0,85 f_{ck} \times 0,45 \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_o \left( \frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (5-18)$$

De constante  $b$  wordt vervolgens genomen als de minimum waarde gegeven door de vergelijkingen (5-8) en (5-18).



## 6 ONTWIKKELING VAN DE ONTWERPHANDLEIDING

Eerdere testen bij normale temperatuur, besproken in Hoofdstuk 4.5, hebben aangetoond dat de draagkracht van betonplaten verhoogd zal worden door membraankrachten op voorwaarde dat verticale ondersteuning gehandhaafd blijft langs de plaatranden. Vlakke platen die slechts verticale opleggingen hebben op hun hoeken, ontwikkelen geen significante trek-membraankrachten en hebben daarom maar een gering voordeel als gevolg van membraankracht.

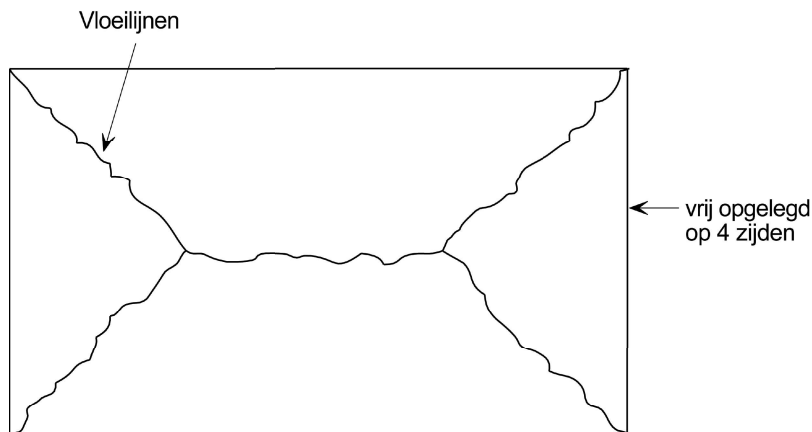
Daarom is het onder brandcondities voor een staalplaat-betonvloer ondersteund op een grid van stalen liggers belangrijk de plaat te verdelen in rechthoekige oppervlakken, aangeduid als ontwerpzones van de vloer, waar verticale ondersteuning kan worden verzekerd rondom de omtrek van elk oppervlak. Deze lijnen van verticale ondersteuning worden bereikt door ervoor te zorgen dat de randliggers aansluiten op de kolomposities en brandwerend beschermd worden.

Bij kamertemperatuur is de vloer doorgaand over de grens van elke ontwerpzone van de vloer. Echter, onder brandcondities is het waarschijnlijk dat zich scheuren zullen vormen over de randliggers, als gevolg van de grote thermische krommingen die door de plaat worden ondergaan. Deze kunnen leiden tot breuk van de wapening, hetzij als gevolg van de kromming hetzij als gevolg van de combinatie van buig- en membraanspanningen. De breuk van de wapening in deze steunpuntsgebieden zal optreden vóór breuk van de wapening in het midden van de ontwerpzone van de vloer. Daarom wordt ervan uitgegaan dat de ontwerpzones van de vloer geen verhinderde hoekverdraaiing of verplaatsing ondervinden langs de grens van de plaat.

### 6.1 Ontwerpaannamen

Voor een staalplaat-betonvloer zal het vloeilijnenpatroon afhangen van het gedrag van de onbeschermd, samenwerkende liggers, die continu sterkte verliezen omdat de temperatuur toeneemt. In tegenstelling tot kamertemperatuurcondities verandert het belastingafdrachtsmechanisme van de vloer met toenemende temperatuur. In het begin werkt de staalplaat-betonvloer als een in één richting overspannend element ondersteund door de kinderbalken. Omdat deze liggers sterkte verliezen met toenemende temperatuur en het gedrag van de plaat meer begint te lijken op het gedrag van een vrij opgelegd, in twee richtingen overspannend element, ontstaat de vorming van het vloeilijnenpatroon getoond in Figuur 6.1. Door aan te nemen dat deze uiterste bezwijkconditie zal optreden wanneer de liggersterkte relatief laag is ten opzichte van die van de plaat, kan relatief eenvoudig een conservatieve schatting van de capaciteit worden verkregen.

De draagkracht van de plaat is berekend onder de aanname dat de samenwerkende liggers geen sterkte hebben en is gebaseerd op het vloeilijnenpatroon dat overeenstemt met de randvoorwaarden en dat de laagste draagkracht oplevert. Deze draagkracht wordt vervolgens verhoogd door de trek-membraan effecten in rekening te brengen, die zijn gebaseerd op de geschatte doorbuiging van de plaat en de bezwijkvormen beschreven in Hoofdstuk 5. De buigweerstand van de samenwerkende liggers wordt opgeteld bij deze verhoogde plaatweerstand om de totale draagkracht van het systeem weer te geven.

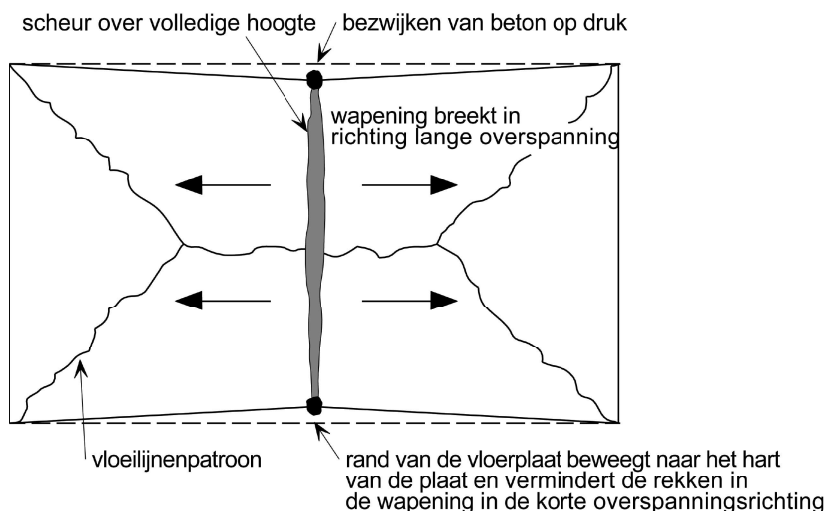


**Figuur 6.1** *Typisch vloeilijnenpatroon voor een rechthoekige plaat, vrij opgelegd langs vier randen*

## 6.2 Bezwijkcriterium

Bij kamertemperatuur en bij testen bij hoge temperatuur zijn twee bezwijkvormen waargenomen, welke afhankelijk zijn van het wapeningspercentage, de lengte-breedteverhouding van de plaat en de vervormingscapaciteit van de wapening. Breuk van de wapening in de langere overspanningsrichting domineert de bezwijkvorm in de meeste licht gewapende platen, terwijl de zwaar gewapende platen en de platen met wapening met hoge vervormingscapaciteit kunnen bezwijken op druk bij de hoeken van de plaat. Beide bezwijkvormen worden beschouwd door de eenvoudige ontwerpmethodede zoals beschreven in Hoofdstuk 5.2.

De meeste testen uitgevoerd bij hoge temperaturen op vrij opgelegde betonplaten zijn bezweken als gevolg van scheurvorming over de volledige dikte in de kortere overspanning ( $l$ ), zoals te zien in Figuur 6.2. De ontwerpmethodede gepresenteerd in Hoofdstuk 5.2 voorspelt de draagkracht voor een gegeven doorbuiging. Hoofdstuk 6.2.1 beschrijft de ontwikkeling van een uitdrukking om de plaat-doorbuiging te voorspellen net vóór het bezwijken van de plaat dat vereist is om het effect van membraankracht te berekenen.



**Figuur 6.2** *Bezwijken van de plaat op trek als gevolg van breuk van de wapening*

## 6.2.1 Plaatdoorbuiging

Omdat de eenvoudige ontwerpmethode is gebaseerd op de plasticiteitstheorie kan de doorbuiging niet berekend worden met de methode. Echter, om de membraankrachten te berekenen moet een waarde voor de doorbuiging van de plaat net vóór bezwijken worden geschat. Deze schatting van de plaatdoorbuiging zal zowel de thermische rekken als gevolg van de temperatuurgradiënt in de plaat als de mechanische rekken in de wapening omvatten.

### 6.2.1.1 Thermische effecten

Gebaseerd op de eerdere studies, wanneer de maximum doorbuiging van de plaat groter is dan bijna 0,5 maal zijn dikte en trekkrachten beginnen op te bouwen in het plaatmidden, zou elke verhindering van de vervorming tegen de thermische uitzetting in het vlak resulteren in een toename van de verticale verplaatsingen (i.e. de plaat is in de nakritische fase) en daarom van de trek-membraankracht. Op conservatieve wijze en om deze benadering ook te mogen gebruiken voor de randplaten, wordt dit gunstige effect verwaarloosd en er wordt aangenomen dat de vervorming van de plaat in het vlak niet verhinderd wordt.

De staalplaat-betonvloer wil in brandcondities een thermische kromming ondergaan, die, voor een niet verhinderde plaat, toeneemt met de verticale verplaatsing, zonder mechanische rekken in het wapeningsnet te introduceren. Als de temperatuurverdeling over de plaat lineair wordt aangenomen, worden de verplaatsingen veroorzaakt door de thermische doorbuiging berekend als:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

waar

$w$  = verticale verplaatsing

$\alpha$  = coëfficiënt van thermische uitzetting

$T_2$  = temperatuur onderzijde

$T_1$  = temperatuur bovenzijde

$h$  = dikte van plaat

De verticale verplaatsing van de plaat als gevolg van de thermische kromming kan worden verkregen door de bovenstaande vergelijking te integreren, hetgeen geeft:

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

waar

$l$  is de lengte van de korte overspanning van de plaat

Deze formule is gebaseerd op een constante omgevingstemperatuur over het hele brandcompartiment. Op de geschatte verplaatsing wordt een reductiefactor van 2,0 toegepast op bovenstaande uitdrukking, daarmee inspelend op werkelijke brandcondities waar uniforme opwarming minder waarschijnlijk is. Dit resulteert in de ontwerpwaarde van de verticale verplaatsing als gevolg van de thermische kromming gegeven door:

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

### 6.2.1.2 Mechanische rekken in de wapening

Aannemende dat de uitbuigingsvorm van de plaat als gevolg van de belasting in dwarsrichting parabolisch is, wordt de lengte van de doorgebogen plaat gegeven door de volgende formule waarin L de lange overspanning is.

$$L_c = L \left( 1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

waar

$L_c$  is de lengte van de kromme,

$L$  is de lengte van de lange overspanning van de plaat zonder verplaatsing,

$w$  is de verticale verplaatsing van de kromme.

Voor vlakke krommen,

$$L_c = L \left( 1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

Hieruit kan de rek in het wapeningsnet worden berekend door:

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

Deze vergelijking neemt aan dat de rek dezelfde waarde heeft langs de lengte van de plaat. In werkelijkheid zal de plaat 'tension stiffening' ondergaan waarbij de rekken geconcentreerd zijn waar de scheuren zijn ontstaan. De wapening over een scheur zal ook een significante toename van de rek ervaren, resulterend in de uiteindelijke breuk van de wapening. Om 'tension stiffening' mee te nemen wordt daarom de component van de verplaatsing als gevolg van rek in de wapening  $w$  gebaseerd op een conservatieve waarde van de gemiddelde rek die wordt berekend bij een spanning gelijk aan de helft van de vloeispanning bij kamertemperatuur. De verplaatsing wordt dan gegeven door:

$$w_\varepsilon = \sqrt{\left( \frac{0,5f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6-1)$$

waar

$E_s$  is de elasticiteitsmodulus van de wapening bij kamertemperatuur

$f_{sy}$  is de vloeigrens van de wapening bij kamertemperatuur

De verplaatsingen als gevolg van rek in de wapening berekend met behulp van vergelijking (6-1) zijn vergeleken met de maximum doorbuigingen gemeten in de testen bij kamertemperatuur. In alle beschouwde gevallen was de met vergelijking (6-1) voorspelde verplaatsing lager dan de maximum verplaatsing gemeten in de test, zoals te zien is in Tabel 6.1.

**Tabel 6.1** *Vergelijking van de maximaal toegestane doorbuiging uit vergelijking (1) en de maximale doorbuigingen gemeten in testen bij kamertemperatuur.*

Test	Plaat-afmetingen (m)	Effectieve dikte (mm)	Wapening-diameter (mm)	Staaaf-afstand (mm)	Vloei-grens wapening (N/mm <sup>2</sup> )	Max. door-buiging in test (mm)	Toelaat-bare doorbui-ging vgl. (1) (mm)
BRE	9,56x6,46	66,0	6,0	200	580	223	216
Sawczuk & Winnicki	1,6x1,1	26,0	3,0	30,0	263	127*	25
	2,0x1,0	26,0	3,0	60,0	263	76*	31
Hayes & Taylor	0,914x0,914	15,9	9,5	-†	505	50,8*	19,4
	0,914x1,372	15,9	9,5	-†	505	50,8*	29,1
	0,914x1,829	15,9	9,5	-†	505	50,8*	38,8
Taylor, Maher & Hayes	1,829x1,829	43,6	4,8	76,2	376	81	33,5
	1,829x1,829	37,3	4,8	63,5	376	98	33,5
	1,829x1,829	69,0	4,8	122	376	84	33,5
Brothie & Holley	0,381x0,381	14,2	2,3	-†	414	11,6	7,32
	0,381x0,381	31,0	3,4	-†	379	7,45	7,0

\*test gestopt vóór breuk van de wapening

† data niet in het rapport

### 6.2.1.3 Berekening van de plaatdoorbuiging die is toegestaan bij de berekening van membraankrachten

De trek-membraankracht van de plaat is vervolgens berekend op basis van een plaatverplaatsing die is geschat door combinatie van de componenten als gevolg van de thermische kromming en de rek in de wapening, resulterend in:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6-2)$$

Deze vergelijking resulteert in een conservatieve schatting van de draagkracht omdat:

- de geschatte verticale verplaatsingen als gevolg van thermische kromming worden gedeeld door twee;
- de thermische kromming is berekend op basis van de korte overspanning van de plaat;
- additionele verticale verplaatsingen welke ontstaan door verhinderde thermische uitzetting wanneer de plaat in een nakritische fase is, worden verwaarloosd;
- de bijdrage van de staalplaat wordt verwaarloosd;
- de toename van de rekapaciteit van het wapeningsnet met de temperatuurtoename wordt verwaarloosd.

### 6.2.2 Calibratie op de Cardington brandproeven

Bailey & Moore<sup>(12)</sup> demonstreerden dat de ontwerpmethodede in Hoofdstuk 5.2 een acceptabele voorspelling van de capaciteit van de vloerplaat opleverde wanneer deze wordt vergeleken met de Cardington brandproeven. Als onderdeel van dit project werd een extra brandproef in een oven uitgevoerd, zoals beschreven in Hoofdstuk 7.

De bovenbeschreven uitdrukking voor de plaatdoorbuiging werd vergeleken met de maximale doorbuigingen gemeten gedurende de Cardington brandproeven. Het doel was te verzekeren dat de geschatte doorbuigingen conservatief zouden zijn vergeleken met het werkelijke plaatgedrag net vóór bezwijken. De tekortkoming bij het gebruik van deze testen voor dit doel is dat bezwijken niet was bereikt in de geteste platen. Daarom corresponderen de maximaal gemeten doorbuigingen niet met het bezwijken van de plaat. Het is echter bekend dat de resultaten van de vergelijking conservatief zullen zijn, maar de mate van conservatisme kan niet gekwantificeerd worden.

Tabel 6.2 toont de vergelijking tussen de maximale doorbuiging gegeven door vergelijking (6-2) en de maximaal gemeten doorbuiging in elke van de Cardington testen. Deze vergelijking omvat zowel de thermische als de mechanische rekken, die onmogelijk afgescheiden kunnen worden uit de testdata.

In alle gevallen geeft vergelijking (6-2) de doorbuigingen die groter zijn dan de gemeten doorbuigingen. Om te verzekeren dat de doorbuigingslimiet conservatief is, begrepsden Bailey en Moore<sup>(12)</sup> de doorbuiging ten opzichte van die gemeten in de testen.

**Tabel 6.2** *Vergelijking van de verplaatsing gegeven door vergelijking (6-2) met de maximale verplaatsingen gemeten in de zes Cardington brandproeven.*

Test	L (m)	I (m)	Doorbuiging als gevolg van thermische kromming (mm)	Doorbuiging als gevolg van mechanische rek (mm)	Doorbui- gings- limiet vgl. (2) (mm)	Maximum doorbui- ging gemeten in test (mm)	Doorbui- gings- limiet/ doorbui- ging in test
BRE Hoek Test	9,0	6,0	135	208	343	269	1,28
British Steel Opgesloten ligger	9,0	6,0	135	208	343	232	1,50
British Steel 2-D test	14,0	9,0	0*	324	324	293	1,11
BS Hoek Test	10,223	7,875	231	237	468	428	1,09
BRE Grote Compartiment Test	21,0	9,0	303	486	789	557	1,42
BS Kantoor Demo Test	14,6	10,0	373	338	711	641	1,11

\*Als gevolg van het kleine oppervlak van de plaat dat werd verwarmd in deze test, werd de verplaatsing als gevolg van thermische kromming op 0 gesteld.

Voor de mechanische rekken introduceerden Bailey en Moore een additionele limiet zoals hieronder getoond wordt.

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{reinf}} \frac{3L^2}{8} \text{ maar } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30}$$

Voor de thermische doorbuiging verhoogden zij ook de ‘veiligheidsfactor’ van 2 naar 2,4 met de volgende conservatieve uitdrukkingen om de plaatdoorbuigingen te schatten:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6-3)$$

maar niet meer dan  $\frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19,2h} + \frac{l}{30}$

Tabel 6.3 toont de vergelijking tussen de begrensde doorbuiging gegeven door vergelijking (6-3). Gegeven het feit dat bezwijken niet optrad in een van de testen, was men van oordeel dat het voldoende conservatief zou zijn om de doorbuigingslimiet te reduceren tot een punt waar de verhouding van de doorbuigingslimiet tot de gemeten doorbuiging één was voor alle testen. Voor de testen op grote compartimenten blijkt deze limiet acceptabel te zijn.

**Tabel 6.3** *Vergelijking van de verplaatsing gegeven door vergelijking (6-3) met de maximale verplaatsingen gemeten in de zes Cardington brandproeven.*

Test	L (m)	I (m)	Doorbuiging als gevolg van thermische kromming (mm)	Doorbui- ging als gevolg van mecha- nische rek (mm)	Doorbui- gings- limiet vgl. (3) (mm)	Maximum doorbui- ging gemeten in test (mm)	Doorbui- gingslimiet/ doorbuiging in test
BRE Hoek Test	9,0	6,0	112	200	312	269	1,16
British Steel Opgesloten ligger	9,0	6,0	112	200	312	232	1,34
British Steel 2-D test	14,0	9,0	0*	300	300	293	1,02
BS Hoek Test	10,223	7,875	193	237	430	428	1,00
BRE Grote Compartiment Test	21,0	9,0	252	300	552	557	0,99
BS Kantoor Demo Test	14,6	10,0	311	333	644	641	1,00

\* Als gevolg van het kleine oppervlak van de plaat dat werd verwarmd in deze test, werd de verplaatsing als gevolg van thermische kromming op 0 gesteld.

## 6.3 Ontwerpmethode

De ontwerpmethode gepresenteerd in dit document is gebaseerd op twee basisprincipes.

- Het risico voor de persoonlijke veiligheid van de gebruikers van het gebouw, de brandweer en anderen in de nabijheid van het gebouw behoort in geval van een brand in verhouding met de geldende praktijk niet toe te nemen als gevolg van het gebruik van de methode.
- De brand behoort beperkt te blijven binnen zijn compartiment en de toepassing van de ontwerpmethode behoort niet te leiden tot bezwijken van de compartimentering van het gebouw.

De ontwerpmethode is bedoeld te worden toegepast op samenwerkende staal-beton vloerplaten ondersteund door stalen of staal-beton kolommen. Het constructieve skelet moet geschoord (zijdelings gesteund) zijn, de verbindingen eenvoudige scharnierende verbindingen zijn en de betonnen vloerplaat op een staalplaat ligt die niet hoger is dan 80 mm en opgelegd is op de bovenflens van het staalprofiel. De

stalen liggers behoren ontworpen te worden als samenwerkend met de vloerplaat in overeenstemming met de voorschriften van EN 1994-1-1. Buiten het toepassingsgebied zijn platen met een blootgestelde betonnen onderzijde, waaronder prefab betonplaten.

Om de eenvoudige ontwerpmethodede zoals beschreven in Hoofdstuk 5 te kunnen toepassen op een ontwerpscenario, moet de vloerplaat worden opgedeeld in een aantal 'ontwerpzones van de vloer'. Deze ontwerpzones van de vloer worden op hun omtrek begrensd door (brandwerend beschermde) liggers, die voldoen aan de brandwerendheidsvoorschriften gespecificeerd voor de vloerplaat. Elke ontwerpzone van de vloer mag een aantal interne kinderbalken hebben zonder brandwerende bescherming, die aldus een veel lagere brandwerendheid hebben. De voorwaarde van beschermde liggers op de omtrek van de vloerplaat is bedoeld om het gedrag van de plaat te verkrijgen in overeenstemming met de aanname dat de omtrek van de ontwerpzone van de vloer vrij is opgelegd.

Voor een brandwerendheid van 60 minuten of meer moet de omtrek van de ontwerpzone van de vloeren corresponderen met de kolomstramien en de liggers op de omtrek moeten verbonden zijn met de kolommen bij elk liggereinde.

De staalplaat-betonvloer moet ontworpen zijn in overeenstemming met EN 1994-1-1 en moet ook voldoen aan de minimum isolatiedikte aanbevolen door EN 1994-1-2 in brandcondities. Wapening van de staalplaat-betonvloer moet bestaan uit een stalen wapeningsnet. Wapening in de ribben van de plaat wordt niet meegenomen in de ontwerpmethodede. Het opnemen van zulke wapening kan evengoed een negatief als een positief effect op de prestatie van de plaat in brandcondities hebben, omdat bezwijken van het beton in druk kan optreden als de plaat een hoog wapeningspercentage heeft.

### **6.3.1 Berekening van de draagkracht voor de plaat**

De berekening van de vloeilijncapaciteit van de staalplaat-betonvloer en de daarmee verband houdende verbetering van deze weerstand als gevolg van grote doorbuigingen in de plaat is in detail beschreven in Hoofdstuk 5.

### **6.3.2 Berekening van de draagkracht voor onbeschermde liggers**

In brandcondities zullen de onbeschermde liggers binnen elke ontwerpzone van de vloer bijdragen aan de trekweerstand van de plaat via kabelwerking.

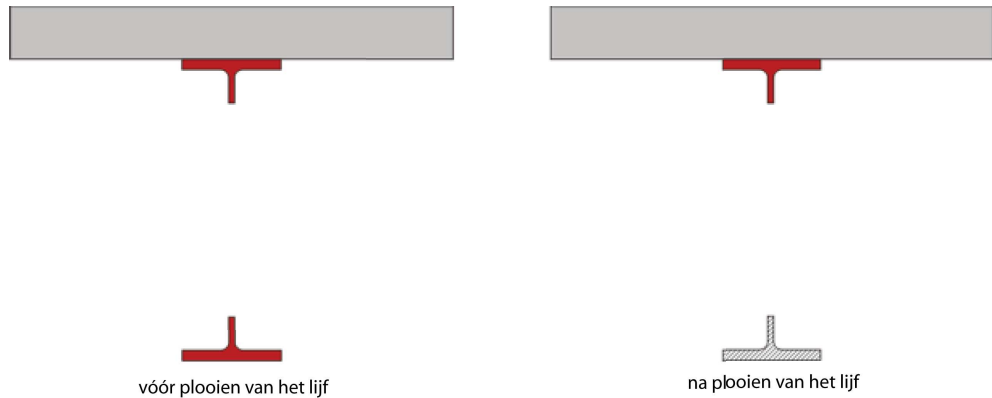
De temperatuur van de dwarsdoorsnede van de onbeschermde liggers is berekend met behulp van de methode gegeven in 4.3.4.2.2 van EN 1994-1-2. In de onderflens, het lijf en de bovenflens van het staalprofiel wordt voor elk een uniforme temperatuur aangenomen bij de berekening van de momentweerstand.

De berekening van de plastische momentweerstand van de liggers bij hoge temperatuur volgt de principes van EN 1994-1-2, 4.3, waarbij rekening gehouden wordt met de mate van afschuifverbinding tussen het staalprofiel en het beton. De temperatuur van de plaat wordt aangehouden als 40 % van de temperatuur van de bovenflens.

Bij de standaard profielen wordt het complete staalprofiel meegenomen. Bij de liggers met ronde gaten toonde de test uitgevoerd in Ulster (zie paragraaf 7.4) aan dat het, na het lokaal plooien van het lijf van de ligger met ronde gaten, niet meer relevant is om de plastische weerstand van de complete ligger in rekening te brengen. Dus na het plooien van het lijf van de ligger met ronde gaten wordt, om

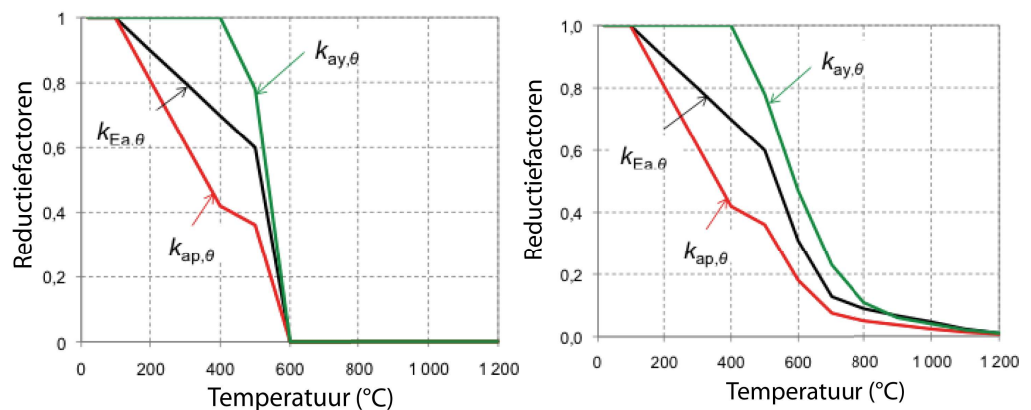


een veilige benadering te hebben, enkel de trek aanwezig in het bovenste T-stuk van het profiel in rekening gebracht.



**Figuur 6.3** : *Staalprofiel voor en na lokaal plooiën van het lijf*

Om dat in de analytische methode te implementeren en de overgang te verzekeren tussen het complete liggerprofiel met ronde gaten en de ligger met ronde gaten na plooiën van het lijf, werd een nieuwe materiaaleigenschap ontwikkeld voor het staal van het onderste liggerdeel:



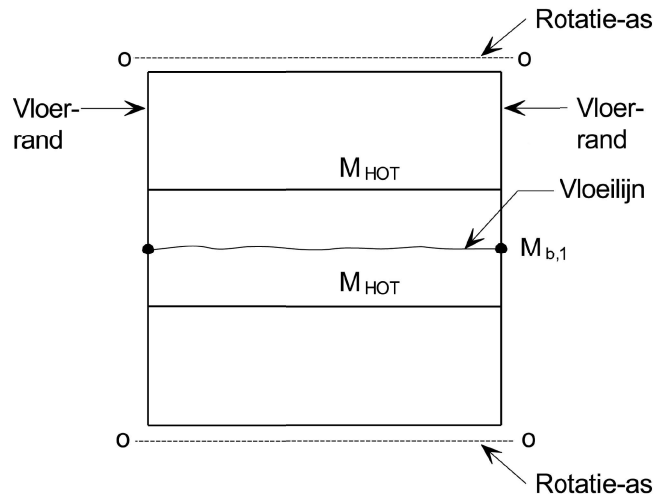
a)  $\theta < 600 \text{ }^\circ\text{C}$

b)  $\theta \geq 600 \text{ }^\circ\text{C}$  en afkoelingsfase

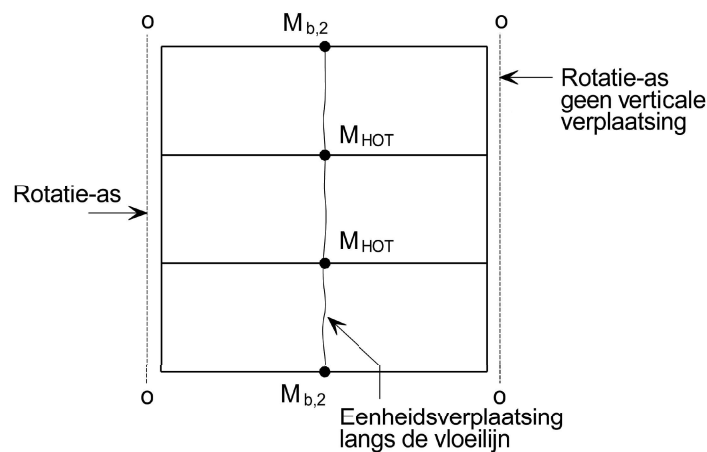
**Figuur 6.4** : *Reductiefactoren voor het constructiestaal in het onderste T-stuk van de onbeschermd ligger met ronde gaten*

## 6.4 Ontwerp van de brandwerend beschermde liggers op de omtrek

De liggers op de omtrek die elke ontwerpzone van de vloer begrenzen, moeten zodanig ontworpen worden dat ze dezelfde brandwerendheid hebben als vereist voor de vloerplaat. Dit zal ervoor zorgen dat het vloeilijnenpatroon en de daarmee verband houdende verbetering als gevolg van trek-membraanwerking waarvan in de ontwerpmethodologie wordt aangenomen dat ze optreden, ook daadwerkelijk optreden in de praktijk. De vereiste momentweerstand van de randliggers is berekend door alternatieve vloeilijnenpatronen te beschouwen die het mogelijk maken dat de plaat vouwt langs een symmetrie-as zonder trek-membraankrachten te ontwikkelen, zoals getoond door Figuur 6.5 en Figuur 6.6.



**Figuur 6.5** Alternatieve vloeilijnenpatronen waarbij zich plastische scharnieren in de liggers op de omtrek vormen



**Figuur 6.6** Alternatieve vloeilijnenpatronen waarbij zich plastische scharnieren in de liggers op de omtrek vormen

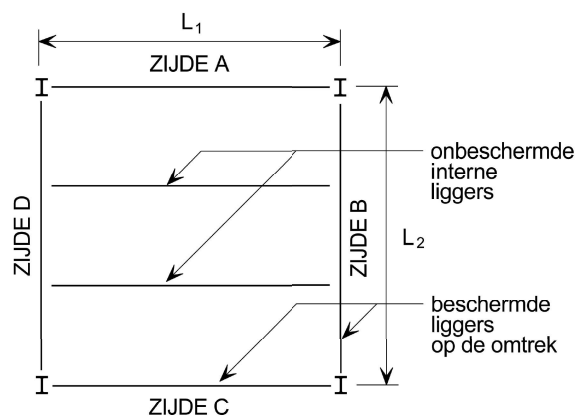
Na berekening van de vereiste momentcapaciteit van deze liggers en om te verzekeren dat deze voldoende ondersteuning bieden om de ontwikkeling van de trek-membraanverbetering van de draagkracht van de plaat mogelijk te maken, kan een kritieke temperatuur voor de liggers worden berekend en kan het juiste niveau van brandwerende bescherming worden toegepast om te verzekeren dat deze kritieke temperatuur niet overschreden wordt gedurende de vereiste brandwerendheidsperiode.

De ontwerpmethodede beschreven in Hoofdstuk 5 neemt aan dat zich een envelopvormig vloeilijnenpatroon zal vormen in de plaat bij de uiterste grenstoestand. Om dit te kunnen laten ontstaan moeten de liggers op de omtrek van de ontwerpzone van de vloer voldoende momentweerstand hebben om te voorkomen dat een ligger- en plaatmechanisme optreedt bij een lager belastingniveau.

Voor een typische ontwerpzone van de vloer, zoals getoond in Figuur 6.7, zijn twee vloeilijnenpatronen beschouwd die de vorming van een plastisch scharnier in de

liggers op de omtrek omvatten. De vloeilijnen kunnen ontstaan over het midden van de plaat, hetzij parallel aan de onbeschermden liggers in de richting van overspanning 1 met de vorming van plastisch scharnieren in de liggers op de omtrek op zijden A en C of loodrecht op de onbeschermden liggers in de richting van overspanning 2 met de vorming van plastisch scharnieren in de liggers op de omtrek op zijden B en D en in de onbeschermden liggers.

Gebruik makend van dit vloeilijnenpatroon en de inwendige en uitwendige arbeid voor het mechanisme aan elkaar gelijk stellend, kan de momentweerstand van de liggers op de omtrek worden bepaald die is vereist om een draagkracht gelijk aan die voor de vloerplaat te verkrijgen. De afleiding van geschikte ontwerpvergelijkingen is hieronder gegeven.

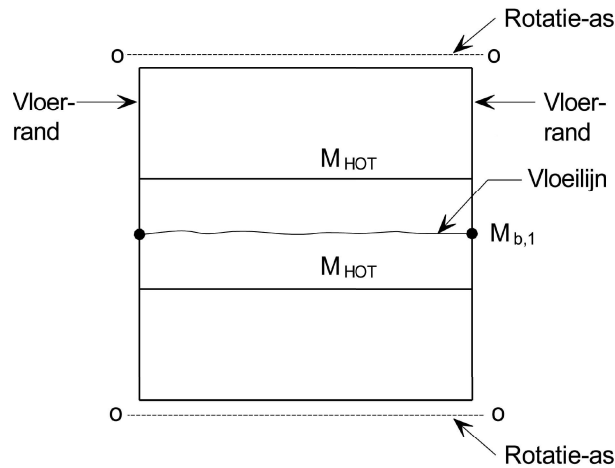


**Figuur 6.7** *Typische ontwerpzone van de vloer*

## 6.4.1 Onbeschermden liggers met randliggers aan beide zijden

### 6.4.1.1 Vloeilijn evenwijdig aan onbeschermden liggers

Dit geval beschouwt de vereiste momentweerstand van de liggers op de omtrek op zijden B en D van de ontwerpzone van de vloer. Er wordt ook van uitgegaan dat deze liggers aanwezig zijn bij de rand van de plaat. Eén enkele vloeilijn is aangenomen over het midden van de ontwerpzone van de vloer in de richting van overspanning 1, zoals getoond in Figuur 6.8. In overeenstemming met de aannamen van de ontwerpmethode wordt de omtrek van de ontwerpzone van de vloer als vrij opgelegd aangenomen.



**Figuur 6.8** Vloeilijn evenwijdig aan de onbeschermden liggers met randconditie op zijden B en D

Bij beschouwing van een eenheidsverplaatsing langs de vloeilijn, kan de hoekverdraaiing van de vloeilijn als volgt worden berekend:

$$\text{Hoekverdraaiing van de vloeilijn} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

De inwendige arbeid verricht als gevolg van de hoekverdraaiing van de vloeilijn wordt gegeven door:

$$\text{Inwendige arbeid} = (ML_{1,\text{eff}} + 2M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{4ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

waar

$L_{1,\text{eff}}$  is de effectieve lengte van de vloeilijn waarbij de effectieve breedte van de plaat buiten beschouwing blijft die in het ontwerp samenwerkend is aangenomen met de liggers op de omtrek.

$M$  is de momentweerstand van de plaat per lengte-eenheid van de vloeilijn

Voor een uniforme belasting op de plaat,  $p$ , wordt de uitwendige arbeid als gevolg van de verplaatsing gegeven door:

$$\text{Uitwendige arbeid} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Gelijkstelling van de inwendige en uitwendige arbeid geeft:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

Als de belasting op de plaat gelijk is aan de draagkracht bepaald in overeenstemming met Hoofdstuk 5, worden de vereiste minimum waarden van de momentweerstand van de liggers op de omtrek op zijde B en D gegeven door:

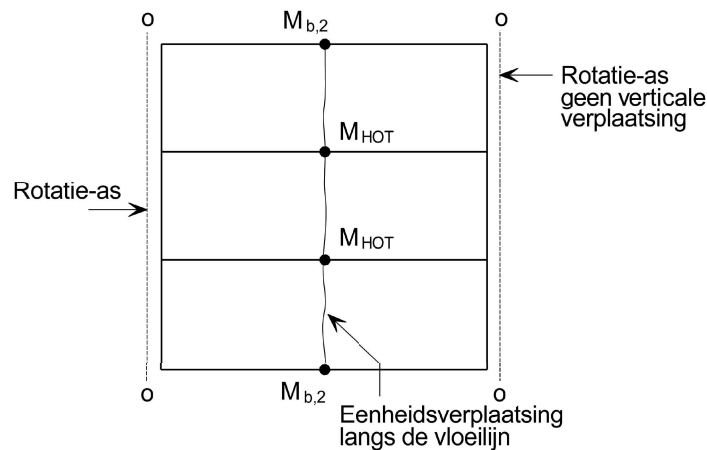
$$M_{b,1} = \frac{p L_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

waar

$p$  is de gelijkmatig verdeelde belasting, die door de ontwerpzone van de vloer in brandcondities gedragen moet worden.

#### 6.4.1.2 Vloeilijn loodrecht op onbeschermden liggers

Dit geval beschouwt de vereiste moment weerstand van de liggers op de omtrek op zijden A en C van de ontwerpzone van de vloer. Eén enkele vloeilijn is aangenomen over het midden van de ontwerpzone van de vloer in de richting van overspanning 2, zoals getoond in Figuur 6.9. In overeenstemming met de aannamen van de ontwerpmethode wordt de omtrek van de ontwerpzone van de vloer als vrij opgelegd aangenomen.



**Figuur 6.9** Vloeilijn loodrecht op de onbeschermden liggers met randconditie op zijden A en C

Bij beschouwing van een eenheidsverplaatsing langs de vloeilijn, kan de hoekverdraaiing van de vloeilijn als volgt worden berekend:

$$\text{Hoekverdraaiing van de vloeilijn} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

De inwendige arbeid verricht als gevolg van de hoekverdraaiing van de vloeilijn wordt gegeven door:

$$\begin{aligned} \text{Inwendige arbeid} &= (ML_{2,\text{eff}} + 2M_{b,2} + nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{8M_{b,2}}{L_1} + \frac{4nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

waar

$L_{2,\text{eff}}$  is de effectieve lengte van de vloeilijn waarbij de effectieve breedte buiten beschouwing blijft van de plaat die in het ontwerp samenwerkend is aangenomen met de liggers op de omtrek en van de samenwerkende onbeschermden interne liggers.

$M$  is de moment weerstand van de plaat per lengte-eenheid van de vloeilijn.

De uitwendige arbeid als gevolg van de plaatverplaatsing wordt gegeven door:

$$\text{Uitwendige arbeid} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Gelijkstelling van de inwendige en uitwendige arbeid geeft:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Als de belasting op de plaat gelijk is aan de draagkracht bepaald in overeenstemming met Hoofdstuk 5, worden de vereiste minimum waarden van de momentweerstand van de liggers op de omtrek op zijde A en C gegeven door:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{\text{HOT}}}{16}$$

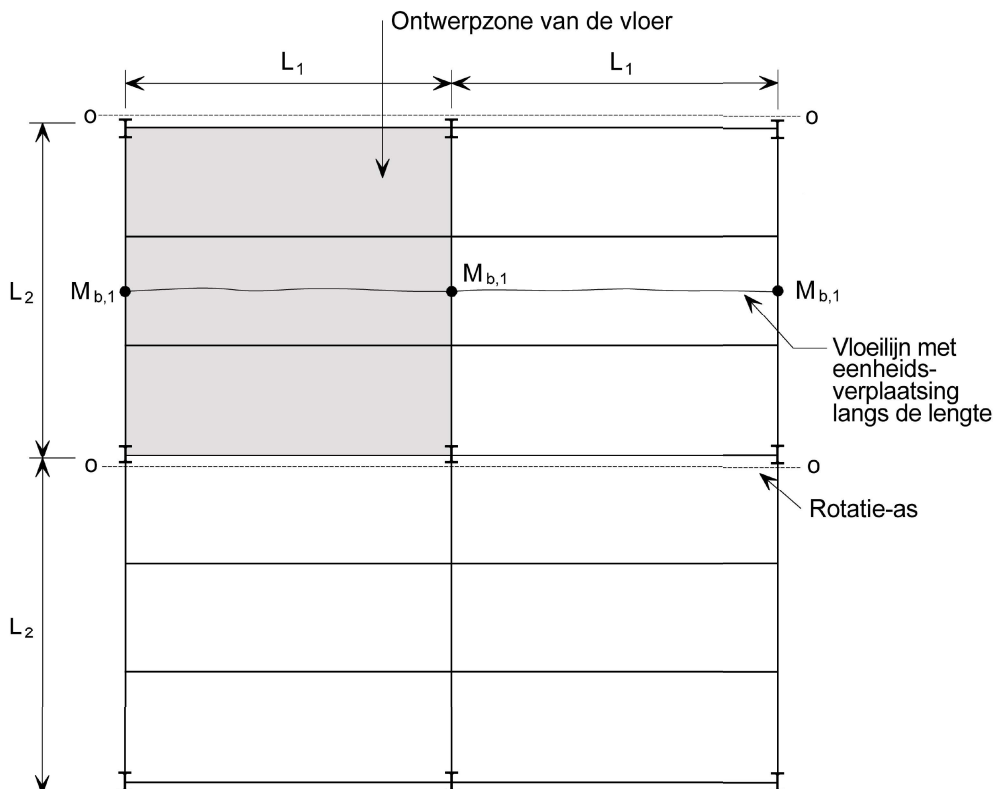
waar

$p$  is de gelijkmatig verdeelde belasting, die door de ontwerpzone van de vloer in brandcondities gedragen moet worden.

## 6.4.2 Onbeschermden liggers met een randligger aan één zijde

### 6.4.2.1 Vloeilijn evenwijdig aan onbeschermden liggers

Dit geval beschouwt de vereiste momentweerstand van de liggers op de omtrek op zijden B en D van de ontwerpzone van de vloer. In dit geval is de ligger op zijde B een interne ligger. Omdat de software alleen over een afzonderlijke vloerplaat gaat, moet bij de berekening van de weerstand voor een interne ligger op de omtrek aangenomen worden dat de ontwerpzone van de vloer grenst aan een identiek oppervlak van plaatszijden waar interne liggers zijn gespecificeerd. Eén enkele vloeilijn is aangenomen over het midden van de ontwerpzone van de vloer in de richting van overspanning 1, zoals getoond in Figuur 6.10.



**Figuur 6.10** Vloeilijn evenwijdig aan de onbeschermden liggers met randconditie op zijde D

Bij beschouwing van een eenheidsverplaatsing langs de vloeilijn, kan de hoekverdraaiing van de vloeilijn als volgt worden berekend:

$$\text{Hoekverdraaiing van de vloeilijn} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

De inwendige arbeid verricht als gevolg van de hoekverdraaiing van de vloeilijn wordt gegeven door:

$$\text{Inwendige arbeid} = \left( 2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1} \right) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

De uitwendige arbeid als gevolg van de plaatverplaatsing wordt gegeven door:

$$\text{Uitwendige arbeid} = \frac{1}{2} p 2L_1 L_2$$

Gelijkstelling van de inwendige en uitwendige arbeid geeft:

$$pL_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Als de belasting op de plaat gelijk is aan de draagkracht bepaald in overeenstemming met Hoofdstuk 5 worden de vereiste minimum waarden van de momentweerstand van de liggers op de omtrek op zijde B en D gegeven door:

$$M_{b,1} = \frac{pL_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{12}$$

waar

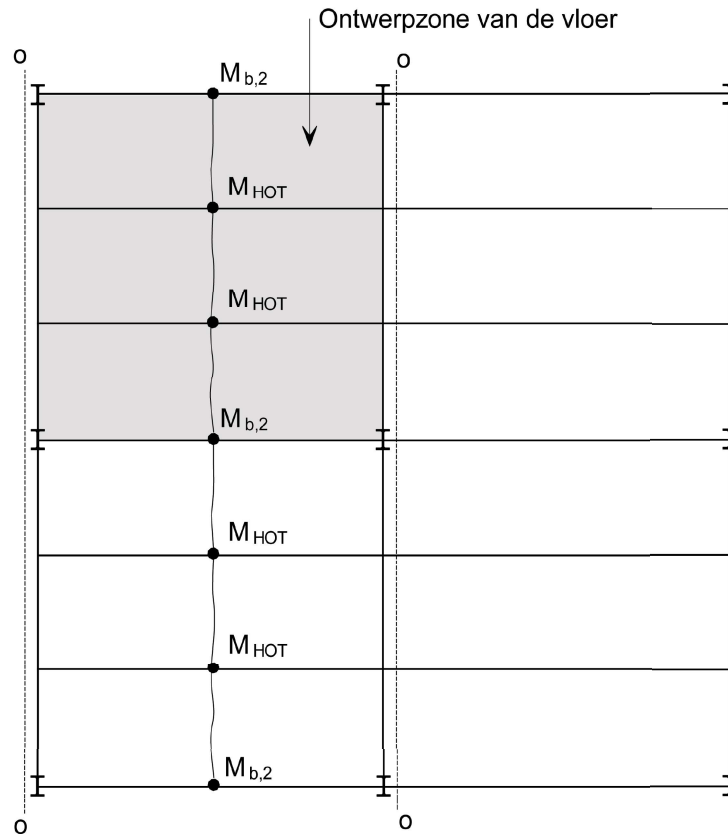
$L_{1,\text{eff}}$  is de effectieve lengte van de vloeilijn waarbij de effectieve breedte van de plaat buiten beschouwing blijft die in het ontwerp samenwerkend is aangenomen met de liggers op de omtrek.

$M$  is de momentweerstand van de plaat per lengte-eenheid van de vloeilijn.

$p$  is de gelijkmatig verdeelde belasting, die door de ontwerpzone van de vloer in brandcondities gedragen moet worden.

#### 6.4.2.2 Vloeilijn loodrecht op onbeschermd liggers

Eén enkele vloeilijn is aangenomen over het midden van de ontwerpzone van de vloer in de richting van overspanning 2, zoals getoond in Figuur 6.11.



**Figuur 6.11** Vloeilijn loodrecht op de onbeschermden liggers met randconditie op zijde A

Bij beschouwing van een eenheidsverplaatsing langs de vloeilijn, kan de hoekverdraaiing van de vloeilijn als volgt worden berekend:

$$\text{Hoekverdraaiing van de vloeilijn} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

De inwendige arbeid verricht als gevolg van de hoekverdraaiing van de vloeilijn wordt gegeven door:

$$\begin{aligned} \text{Inwendige arbeid} &= (2ML_{2,\text{eff}} + 3M_{b,2} + 2nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

De uitwendige arbeid als gevolg van de plaatverplaatsing wordt gegeven door:

$$\text{Uitwendige arbeid} = \frac{1}{2} p L_1 2 L_2$$

Gelijkstelling van de inwendige en uitwendige arbeid geeft:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Als de belasting op de plaat gelijk is aan de draagkracht bepaald in overeenstemming met Hoofdstuk 5 worden de vereiste minimum waarden van de momentweerstand van de liggers op de omtrek op zijde A en C gegeven door:



$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,eff} - 8nM_{HOT}}{12}$$

waar

$L_{2,eff}$  is de effectieve lengte van de vloeilijn waarbij de effectieve breedte buiten beschouwing blijft van de plaat die in het ontwerp samenwerkend is aangenomen met de liggers op de omtrek en van de samenwerkende onbeschermd interne liggers.

$M$  is de momentweerstand van de plaat per lengte-eenheid van de vloeilijn.

$p$  is de gelijkmatig verdeelde belasting, die door de ontwerpzone van de vloer in brandcondities gedragen moet worden.

### 6.4.3 Vloerzone zonder randliggers

Voor zones waar geen van de liggers op de omtrek randliggers zijn, is het conservatief de waarden bepaald door de uitdrukkingen in Hoofdstuk 6.4.2 te gebruiken.

### 6.4.4 Ontwerp van randliggers

Het is algemene praktijk om randliggers van vloerplaten te ontwerpen als niet-samenwerkend. Dit is omdat de kosten om aan de voorschriften voor dwarskrachtwapening in dwarsrichting te voldoen meer zijn dan de kosten van een iest zwaardere niet-samenwerkende ligger. Het is echter voor het ontwerp bij brand belangrijk dat de vloerplaat voldoende verankerd is aan de randliggers, omdat deze liggers zich bij de rand van ontwerpzone van de vloeren bevinden. Voor dit doel moeten de randliggers, als deze ontworpen zijn als niet-samenwerkend, stiftdeuvels hebben op niet meer dan 300 mm afstand van elkaar en moeten U-vormige staven toegepast worden om de randligger vast te maken aan de staalplaat-betonvloer.

## 6.5 Thermische Analyse

De FRACOF software gebruikt een 2D eindige differentiemethode om de warmte-overdracht en de temperatuurverdeling in de staalplaat-betonvloer te voorspellen. Deze methode is gedurende vele jaren door SCI gebruikt om de temperatuurverdelingen in stalen en staal-betonnen doorsneden te voorspellen en is aantoonbaar in staat geweest het gedrag van profielen in brandwerendheidstesten redelijk goed te voorspellen.

Het onderwerp van de analyse moet gedefinieerd zijn op een rechthoekig grid van cellen. De methode kan ook de hellende zijden analyseren van trapeziumvormige of zwaluwstaartvormige staalplaat-betonvloeren door gebruik te maken van de zichtfactoren die hieronder gegeven zijn.

De thermische eigenschappen van staal en beton gebruikt door de FRACOF software zijn gebaseerd op de waarden gegeven door EN 1994-1-2.

De thermische belastingen worden berekend op basis van de netto warmteflux,  $\dot{h}_{net}$  waaraan het oppervlak van het element is blootgesteld. De netto warmteflux is bepaald onder beschouwing van de warmte-overdracht door convectie en straling.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (6-4)$$

De component netto convectieve warmteflux is bepaald als volgt:

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (6-5)$$

Waar

$\alpha_c$  is de warmte-overdrachtscoëfficiënt door convectie

$\theta_g$  is de gastemperatuur

$\theta_m$  is de oppervlaktetemperatuur van het element

Wanneer een thermische analyse wordt uitgevoerd voor een element blootgesteld aan de standaardbrandkromme wordt de warmte-overdrachtscoëfficiënt door convectie aan de blootgestelde zijde aangehouden als  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

Voor natuurlijke brandmodellen wordt de warmte-overdrachtscoëfficiënt door convectie verhoogd naar  $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

Aan de niet-blootgestelde zijde van de plaat is de netto warmteflux gebaseerd op warmte-overdracht door convectie, maar wordt de warmte-overdrachtscoëfficiënt door convectie aangehouden als  $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$ , om de effecten van warmte-overdracht door straling mee te nemen, die niet expliciet beschouwd worden in het model.

De netto warmteflux door straling wordt bepaald door de volgende formule

$$h_{\text{net,r}} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (6-6)$$

Waar

$\Phi$  is de zichtfactor

$\varepsilon_m$  is de emissiecoëfficiënt van het oppervlak van het element

$\varepsilon_f$  is de emissiecoëfficiënt van de brand

$\sigma$  is de constante van Stephan Boltzmann ( $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ )

$\theta_r$  is de effectieve stralingstemperatuur van de brand

$\theta_m$  is de oppervlaktetemperatuur van het element

De emissiecoëfficiënt van de brand wordt aangenomen als  $\varepsilon_f = 1,0$  in overeenstemming met de aanbevolen waarde in EN 1994-1-2. De emissiecoëfficiënt van het element mag worden bepaald met Tabel 6.4.

### 6.5.1 Zichtfactoren

Voor staalplaatprofielen worden de volgende zichtfactoren gebruikt om de netto warmteflux die op elk oppervlak valt te modiceren. De plaatsen waarin de volgende factoren worden toegepast, worden getoond in Figuur 6.12 voor trapeziumvormige staalplaatprofielen en in Figuur 6.13 voor zwaluwstaartvormige staalplaatprofielen.

### Trapeziumvormige staalplaat

Voor de onderflens van het trapeziumvormige profiel wordt een zichtfactor van 1,0 aangenomen. Voor de bovenflens wordt de zichtfactor,  $\Phi_{TOP}$ , als volgt berekend:

$$\Phi_{TOP} = \frac{2 \tan^{-1} \left( \frac{h}{2(p-b_1)} \right)}{3,14}$$

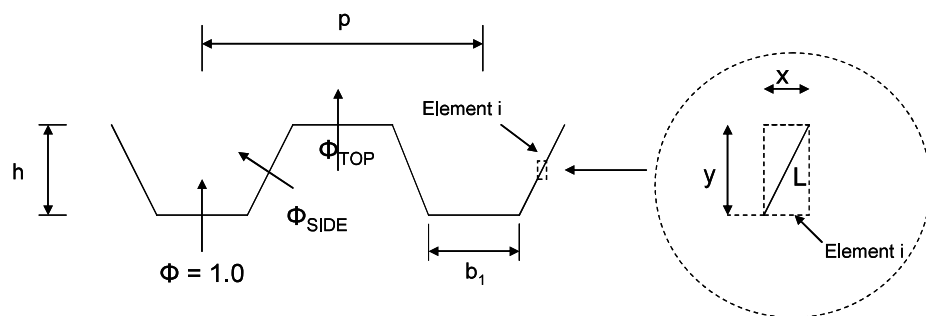
Vergelijkbaar wordt de zichtfactor voor het hellende lijf van het trapeziumvormige profiel,  $\Phi_{SIDE}$ , als volgt berekend:

$$\Phi_{SIDE} = 0,5 \frac{L}{x+y}$$

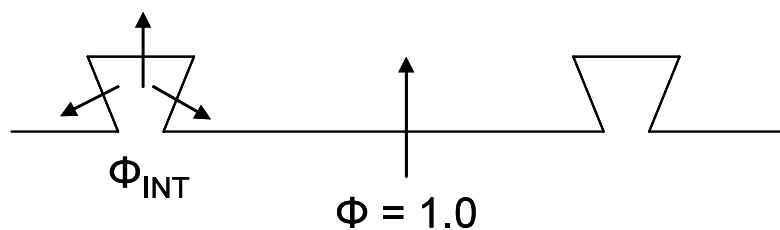
### Zwaluwstaartvormige staalplaat

Voor de onderflens van zwaluwstaartvormige staalplaatprofielen wordt een zichtfactor van 1,0 aangenomen. De zichtfactor voor het oppervlak van de terugspringende zwaluwstaart wordt als volgt berekend:

$$\Phi_{INT} = 0,3 \frac{L}{x+y}$$



Figuur 6.12 Zichtfactoren voor trapeziumvormige staalplaten



Figuur 6.13 Zichtfactoren voor zwaluwstaartvormige staalplaten

## 6.5.2 Materiaaleigenschappen

De volgende materiaaleigenschappen worden gebruikt voor staal en beton. Deze waarden zijn gebaseerd op de aanbevelingen van EN 1994-1-2. Tabel 6.4 toont de waarden van de emissiecoëfficiënt van het oppervlak, de dichtheid en vochtgehalte gebruikt voor staal, normaal beton en lichtbeton.

**Tabel 6.4** *Materiaaleigenschappen voor staal en beton*

	Staal	normaal beton	lichtbeton
Emissiecoëfficiënt, $\varepsilon_m$	0,7	0,7	0,7
dichtheid, $\rho$	7850	2300	1850
% vochtgehalte naar massa	0	4	4

De specifieke warmtecapaciteit van staal,  $C_a$ , is voor alle constructie- en wapeningstaal gegeven door de volgende temperatuurafhankelijke formule:

$$C_a = 425 + 0,773\theta - 0,00169\theta^2 + 0,00000222\theta^3 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor} \\ 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \end{matrix}$$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)} \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor} \\ 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C} \end{matrix}$$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)} \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor} \\ 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \end{matrix}$$

$$C_a = 650 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor} \\ 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{matrix}$$

De volgende temperatuurafhankelijke waarden van de specifieke warmtecapaciteit,  $C_c$ , worden gebruikt voor droog normaal beton met kiezelhoudende en kalkhoudende toeslagmaterialen.

$$C_c = 900 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \end{matrix}$$

$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \end{matrix}$$

$$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \end{matrix}$$

$$C_c = 1100 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{matrix}$$

Zoals aanbevolen door EN 1994-1-2 wordt de volgende temperatuurafhankelijke waarde aangenomen voor de specifieke warmtecapaciteit van lichtbeton.

$$C_c = 840 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{voor alle temperaturen} \end{matrix}$$

De warmtegeleidingscoëfficiënt van staal is gedefinieerd met behulp van de volgende temperatuurafhankelijke verhouding.

$$\lambda_a = 54 - 0,033(\theta - 20) \quad \text{maar niet minder dan } 27,3 \text{ (W/mK)}$$

Voor normaal beton wordt de bovengrens van de warmtegeleidingscoëfficiënt zoals gedefinieerd door EN 1994-1-2 gebruikt. De warmtegeleidingscoëfficiënt voor normaal beton is bepaald met de volgende temperatuurafhankelijke verhouding.

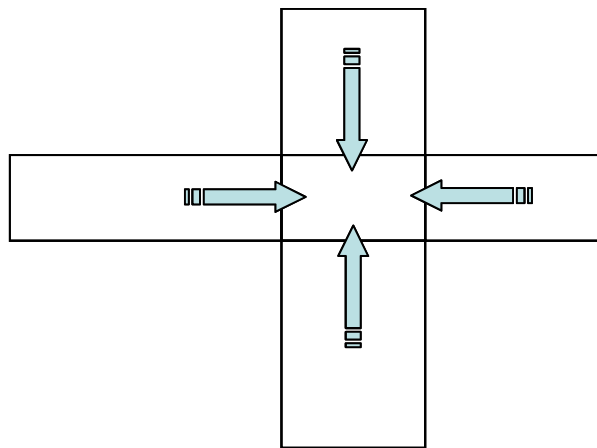
$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \quad \text{(W/mK)}$$

De warmtegeleidingscoëfficiënt van lichtbeton is ook temperatuurafhankelijk en is gegeven door de volgende formule.

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{maar niet minder dan } 0,5 \text{ (W/mK)}$$

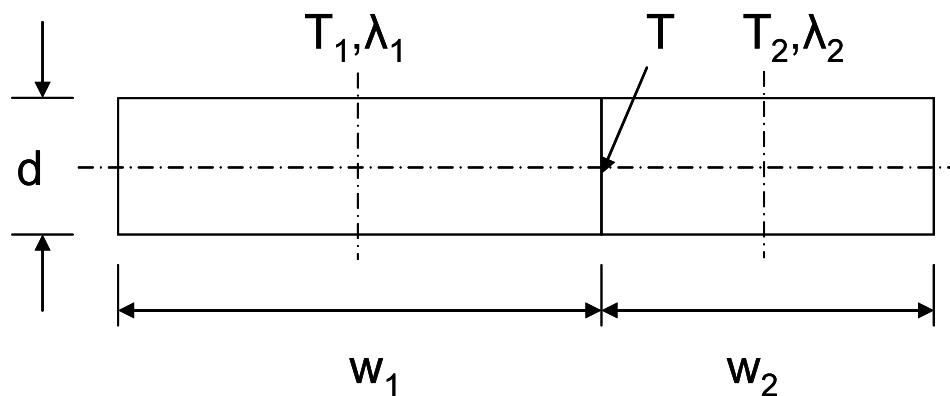
### 6.5.3 Interne warmte-overdracht door geleiding

De thermische analyse geeft de warmte-overdracht door geleiding tussen een cel en de vier cellen erboven, eronder en aan de zijden (Figuur 6.14). Andere cellen zijn er niet bij betrokken.



**Figuur 6.14** Basis van warmte-overdracht door geleiding

De warmtestroom per tijdseenheid hangt af van de afmetingen van de cellen, de temperaturen van de cellen en de warmtegeleidingscoëfficiënt van elke cel. Elk paar cellen wordt achtereenvolgens beschouwd en de netto warmtestroom in of uit een cel wordt bepaald. De basis van het geleidingsmodel is geïllustreerd in Figuur 6.15.



**Figuur 6.15** Basis van het geleidingsmodel

De temperatuur van elke cel is gedefinieerd in zijn midden ( $T_1$ ,  $T_2$ ). de temperatuur van de interface tussen de cellen is  $T$ . De warmte-overdracht van cel 1 naar de interface is hetzelfde als de warmte-overdracht van de interface naar cel 2. De warmtegeleidingscoëfficiënten van elke cel zijn  $\lambda_1$  en  $\lambda_2$ .

De warmte-overdracht per tijdseenheid van het midden van cel 1 naar de interface is:

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1}(T - T_1)$$

Deze is gelijk aan de warmte-overdracht per tijdseenheid van de interface naar het midden van cel 2:

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2}(T_2 - T)$$

Dus, door de interface temperatuur,  $T$ , te elimineren, ontstaat:

$$h = \frac{(T_2 - T_1)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)} \text{ per tijdseenheid}$$

Deze vergelijking is gebruikt om de warmte-overdracht tussen alle cellen uit te drukken. Voor elke cel wordt de waarde van:

$$\frac{w}{2D}$$

vooraf berekend. De waarde van warmtegeleidingscoëfficiënt zal vaak variëren met de temperatuur en is berekend op vooraf bepaalde intervallen (normaal 30 seconden) om de rekensnelheid te bevorderen.

#### 6.5.4 Ontwerptemperaturen voor onbeschermden stalen liggers

De ontwerptemperatuur van de onbeschermden stalen liggers wordt berekend gebaseerd op de eenvoudige methode gegeven in Hoofdstuk 4.3.4.2.2 van EN 1994-1-2. De toename in staaltemperatuur gedurende een klein tijdsinterval wordt berekend met de volgende vergelijking.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{shadow}} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t$$

Waar

$k_{\text{shadow}}$  is de correctiefactor voor het shadueffect

$\rho_a$  is de specifieke massa van staal

$\Delta t$  is het tijdsinterval

$A_i/V_i$  is de profielfactor voor deel i van de doorsnede

De FRACOF software berekent de staaltemperatuur voor de onderflens van het profiel voor tijdstappen van 2,5 seconden. De correctiefactor voor het shadueffect wordt aangenomen op 1,0.

De profielfactor voor de onderflens wordt uitgedrukt als functie van de flensdikte,  $e_1$ , als volgt

$$A_i/V_i = \frac{2000}{e_1}$$

De materiaaleigenschappen zijn gegeven in Hoofdstuk 6.5.2.

De netto warmteflux wordt berekend zoals getoond in vergelijking (6-4), met de convectieve en stralingscomponenten berekend zoals weergegeven door achtereenvolgens vergelijkingen (6-5) en (6-6). Bij berekening van de warmteflux door straling met behulp van vergelijking (6-6), behoort voor de zichtfactor 1,0 te worden genomen.

# 7 BRANDWERENDHEIDSTEST VAN EEN STAAL-BETON VLOERSYSTEEM OP WARE GROOTTE

## 7.1 Toepassingsgebied

Zoals beschreven in Hoofdstuk 5, was de eenvoudige ontwerpmethode hoofdzakelijk ontwikkeld op basis van natuurlijke brandproeven op ware grootte, waarin vloeren werden onderworpen aan volledig ontwikkelde compartimentsbranden. De ontwerpmethode kon in principe ook toegepast worden op een ontwerp bij brand met behulp van de standaardbrandkromme. Echter, diverse vragen vereisen nadere studie, zoals de invloed van:

- branden van lange duur (tot 120 minuten)
- verschillende constructiedetails
- het effect van hogere waardes van de ontwerpbelastingen

Deze beschouwingen resulteerden in een brandproef in een oven, uitgevoerd als onderdeel van het FRACOF project. Deze laatste was bedoeld om experimentele bewijsvoering te verkrijgen over het gedrag van samenwerkende staal-beton vloeren blootgesteld aan de standaardbrandkromme en om de toepassing uit te breiden van de ontwerpmethode gebaseerd op membraankracht. In aanvulling werd, om de brandwerendheid te onderzoeken van verbindingen tussen betonplaat en staalementen bij de randen van de staalplaat-betonvloer onderworpen aan grote doorbuigingen waarbij membraanwerking optrad, een andere brandproef in een oven uitgevoerd in het kader van het COSSFIRE project. De testen werden uitgevoerd op twee verschillende proefstukken op ware grootte van samenwerkende staal-plaatbetonvloeren in overeenstemming met EN 1365-2. De waargenomen prestatie bij brand van deze vloersystemen gedurende de testen was uitzonderlijk goed en bracht een gedegen robuustheid van dergelijke typen constructiesystemen in een brandsituatie aan het licht.

## 7.2 FRACOF Test

### 7.2.1 Testproefstuk

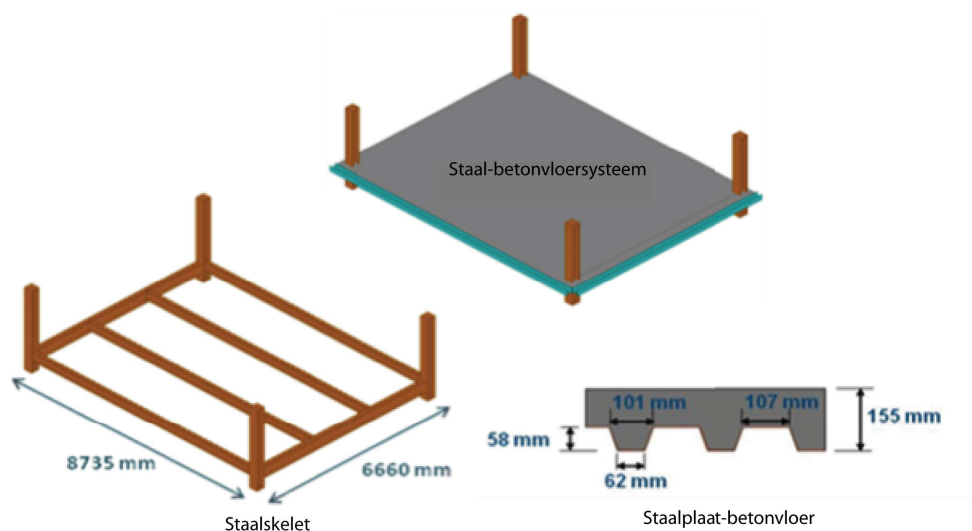
De opbouw van het testproefstuk is te zien in Figuur 7.1. De samenwerkende staalplaat-betonvloer bestond uit vier kinderbalken, twee moerbalken, vier korte kolommen en een 155 mm dikke vloerplaat.

Het testproefstuk was ontworpen om 120 minuten brandwerendheid te bereiken. De liggers die aansluiten op de kolomposities werden brandwerend beschermd en de kinderbalken in het midden van de vloerplaat werden onbeschermd gelaten. De draagkracht van het testproefstuk was berekend in overeenstemming met de eenvoudige ontwerpmethode, waarbij het testproefstuk als een ontwerpzone van de vloer behandeld werd, zie Hoofdstuk 6. Dit ontwerp liet zien dat het plaatsen een stalen wapeningsnet met een oppervlakte van  $256 \text{ mm}^2/\text{m}$  in beide richtingen op 50 mm onder de bovenzijde van de plaat voldoende draagkracht zou opleveren. De eenvoudige ontwerpmethode voorspelde dat het testproefstuk een draagkracht van  $7,58 \text{ kN/m}^2$  zou hebben, na 120 minuten blootstelling aan de standaardbrandkromme. De dikte van de plaat was zo gekozen dat voldaan werd aan de voorschriften voor 120 minuten brandwerendheid met betrekking tot de



scheidende functie (op het criterium thermische isolatie), in overeenstemming met de handreiking gegeven in EN 1994-1-2<sup>(33)</sup>.

De stalen liggers werden verbonden aan de betonplaat met stiftdeuvels. Ligger-kolomverbindingen werden gemaakt met flexibele kopplaten (aan de flenzen van de kolom) en dubbele hoekstalen (aan het kolomlijf). Ligger-liggerverbindingen werden gemaakt van dubbele hoekstalen (Figuur 7.2). De samenwerkende staalplaat-betonvloer bestond uit een 0,75 mm dikke COFRAPLUS60 staalplaat met een trapeziumvormig profilering. Deze staalplaat wordt algemeen gebruikt in de Franse markt. Deze staalplaat heeft een klein volume aan beton in de ribben en warmt daarom waarschijnlijk sneller op tijdens een brand dan andere staalplaten met een vergelijkbare geometrie.



**Figuur 7.1** Opzet van de brandproef

De afmetingen van het testproefstuk waren:

- overspanning van de kinderbalk: 8,735 m;
- overspanning van de moerbalk: 6,66 m;
- overspanning van de staalplaat-betonvloer: 2,22 m;
- totale lengte van elke staalkolom: 2,5 m, met 0,8 m onder de staalplaat-betonvloer.

De volgende kenmerkende waarden van de belastingen werden beschouwd in het ontwerp van de constructieve elementen voor deze vloer:

- permanente belasting: eigen gewicht van de constructie plus 1,25 kN/m<sup>2</sup> voor niet-dragende elementen (scheidingswanden);
- veranderlijke belasting: 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

Voor het kamertemperatuurontwerp was de volgende combinatie van belastingen beschouwd in overeenstemming met EN 1990.

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Waar

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$  is de partiële factor voor de permanente belasting  $j$  (aangehouden op 1,35)

$G_{k,j,\text{sup}}$  is de permanente belasting  $j$

$\gamma_{Q,1}$  is de partiële factor voor de overheersende veranderlijke belasting (aangehouden op 1,5)

$Q_{k,1}$  is de overheersende veranderlijke belasting.

Op basis van de bovengenoemde belasting werden de profielen van alle staalementen en de afschuifverbinding van de samenwerkende liggers geverifieerd in overeenstemming met de voorschriften van EN 1994-1-1<sup>(34)</sup> voor het kamertemperatuurontwerp van staal-betonconstructies. De staalverbindingen werden ontworpen volgens de voorschriften van EN 1993-1-8<sup>(35)</sup>. De volgende profielafmetingen werden gekozen voor de belangrijkste constructieve elementen:

- kinderbalken: IPE300 van staalsoort S235
- moerbalken: IPE400 van staalsoort S355
- kolommen: HEB260 van staalsoort S235

Betonsoort C30/37 van normaal normaal beton werd gebruikt voor de vloerplaat.



(a) Ligger-kolomverbindingen met flexibele kopplaten en dubbele hoekstalen aan het lijf

(b) Ligger-liggerverbindingen met dubbele hoekstalen aan het lijf

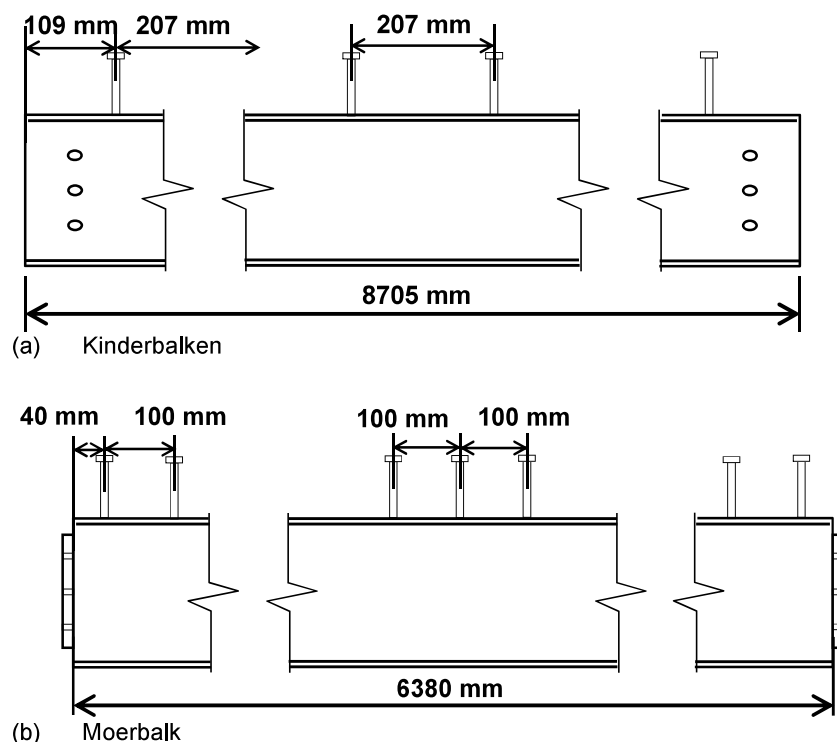
**Figuur 7.2** *Staalverbindingen*

De werkelijke materiaaleigenschappen bij kamertemperatuur van het staal en het beton werden gemeten. Nominale en gemeten waarden zijn gegeven in Tabel 7.1.

**Tabel 7.1** *Materiaaleigenschappen van geteste elementen*

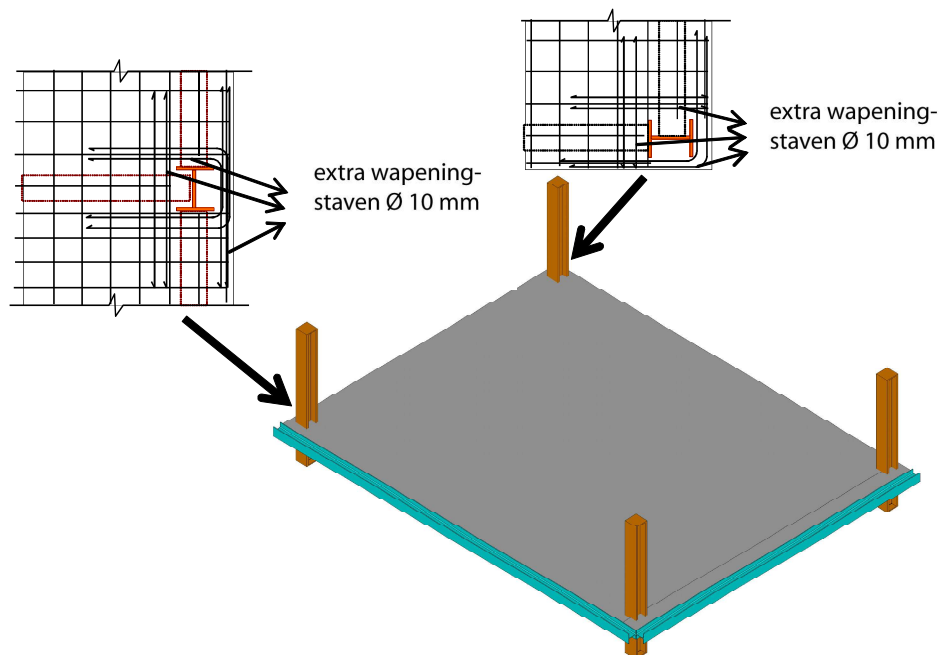
Materiaaltype	Mechanische eigenschappen			
<b>Kinderbalken</b> <b>Staalsoort</b> <b>S235</b>	Vloeispanning (N/mm <sup>2</sup> )		Treksterkte (N/mm <sup>2</sup> )	Gemeten maximale rek
	Nominaal	Gemeten	Gemeten	
	235	311	446	31,6 %
<b>Moerbalken</b> <b>Staalsoort</b> <b>S355</b>	Vloeispanning (N/mm <sup>2</sup> )		Treksterkte (N/mm <sup>2</sup> )	Gemeten maximale rek
	Nominaal	Gemeten	Gemeten	
	355	423	549	29,9 %
<b>Stalen</b> <b>Wapenings-</b> <b>net</b> <b>Staalsoort</b> <b>B500A</b>	Vloeispanning (N/mm <sup>2</sup> )		Treksterkte (N/mm <sup>2</sup> )	Gemeten maximale rek
	Nominaal	Gemeten	631	
	500	594		15,5 %
<b>Betonsoort</b> <b>C30/37</b>	Druksterkte (N/mm <sup>2</sup> )			
	Karakteristieke waarde		Gemeten waarde	
	30		36,7	

De schuifverbindingmiddelen waren stiftdeuvels met een diameter van 19 mm en een hoogte van 125 mm, waarvan de verdeling te zien is in Figuur 7.3.



**Figuur 7.3** *Verdeling van stiftdeuvels op de stalen liggers*

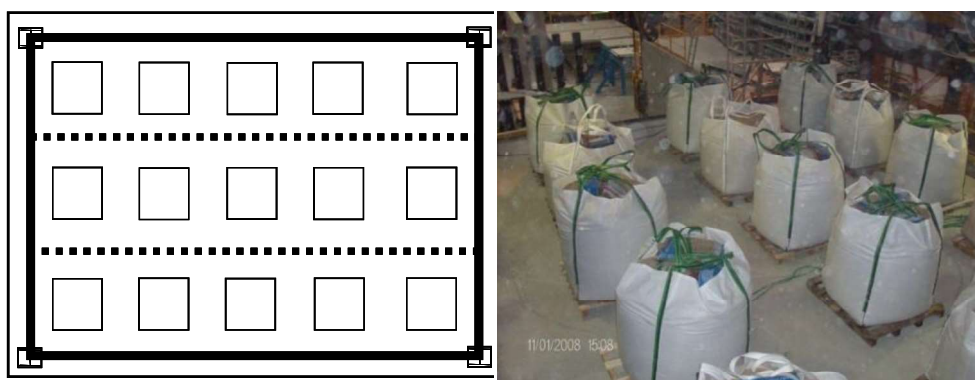
Het stalen wapeningsnet werd geplaatst op 50 mm van de bovenzijde van de plaat. Het wapeningsnet bestond uit staven van 7 mm diameter, van de staalsoort S500, en met hart-op-hart afstanden van 150 mm in beide richtingen. Additionele wapeningstaven van 10 mm diameter werden gebruikt voor de samenwerkende verbinding tussen stalen rand en het beton (zie Figuur 7.4).



**Figuur 7.4** Verbindingsdetails onderzocht in de brandproef

### 7.2.2 Testmethodologie

Gedurende de brandproef werd de mechanische belasting op de vloer aangebracht door middel van vijftien zandzakken, gelijkmatig verdeeld over de vloer (zie Figuur 7.5). Elke zandzak woog exact 15,0 kN, equivalent met een uniforme belasting van 3,87 kN/m<sup>2</sup>. Deze waarde is enigszins hoger dan de ontwerpwaarde van 3,75 kN/m<sup>2</sup> bij de Eurocodecombinatie van belastingen voor kantoorgebouwen in een brandituatie, waarbij gebruik gemaakt wordt van de aanbevolen waarde van 0,5 voor de combinatiefactor,  $\psi_1$ .

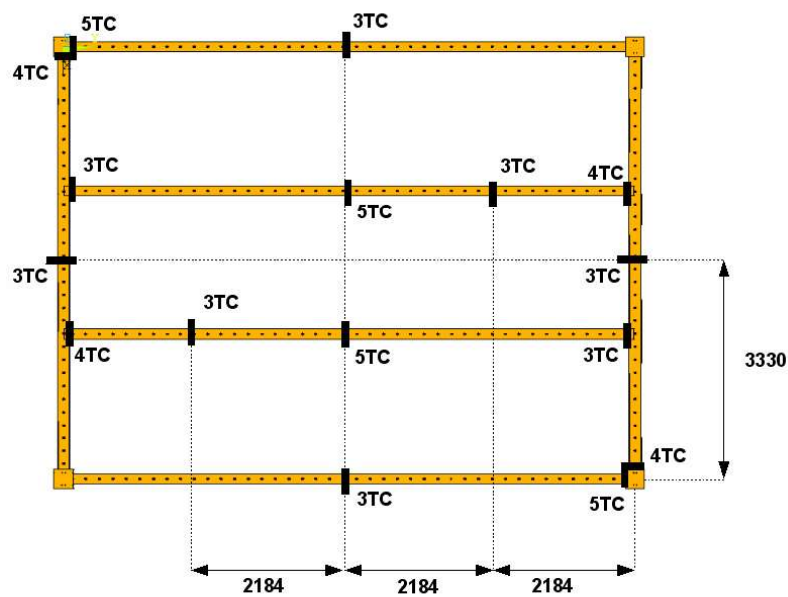


**Figuur 7.5** Belasting van de vloer met zandzakken

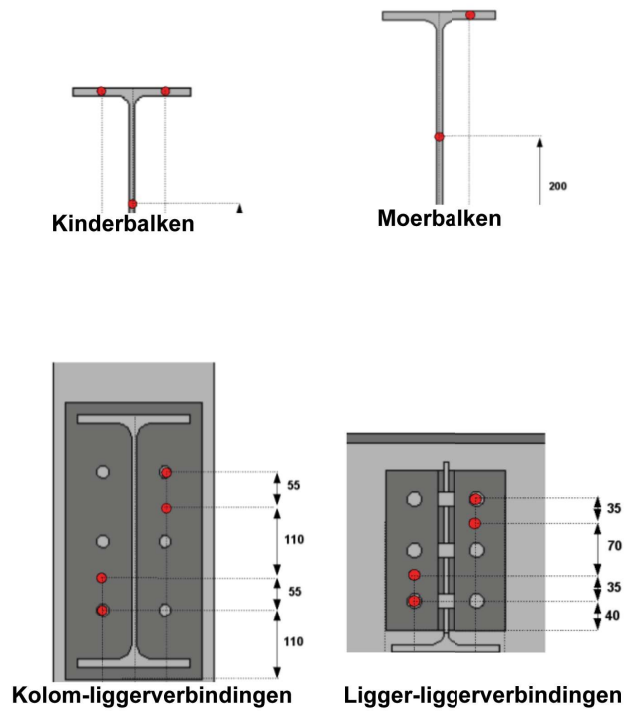
In overeenstemming met de eenvoudige ontwerpmethodode voor dit type vloer, beschreven in Hoofdstuk 5, waren de twee kinderbalken en de staalplaat-betonvloer onbeschermd. Echter, alle randliggers op de omtrek van de ontwerpzone van de vloer (alle direct aan de kolommen verbonden liggers) en alle kolommen waren brandwerend beschermd om te verzekeren dat ze hun constructieve stabiliteit in de brandituatie behielden. Alle verbindingen waren ook beschermd. Het gebruikte materiaal voor de brandwerende bescherming was twee lagen van een minerale woldeken [25 mm-128 kg/m<sup>3</sup>]. Het stalen wapeningsnet was aan twee

zijden van de plaat gelast aan de twee stalen liggers langs de rand van de plaat, zoals getoond in Figuur 7.4. Deze liggers werden op hun beurt vastgemaakt aan de ovenconstructie om de doorgaande conditie van de staalplaat-betonvloer te simuleren.

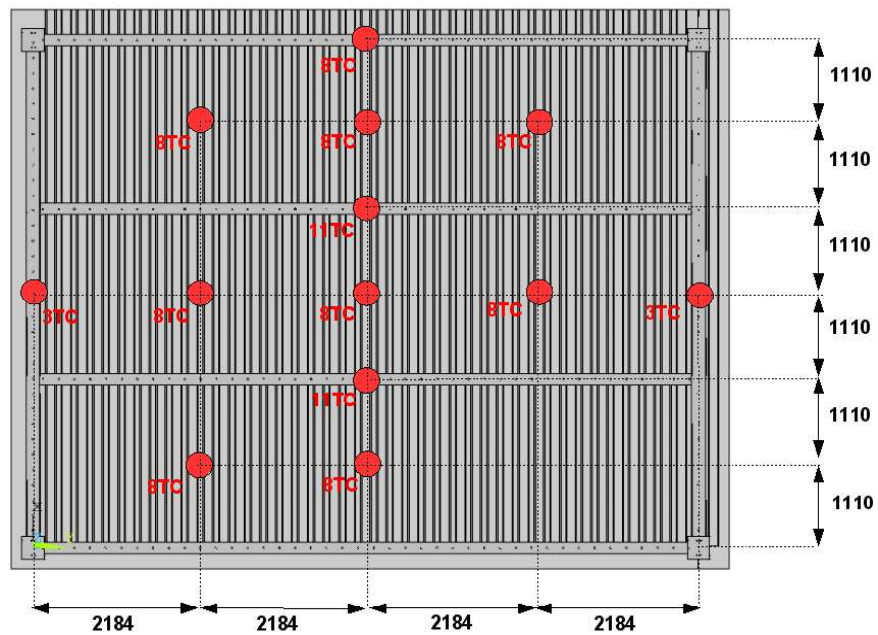
Een totaal van 194 meetlocaties werd gebruikt om het gedrag te meten. De belangrijkste metingen waren de temperatuur en de uitbuigingsvorm van de vloer. Ongeveer 170 thermokoppels werden gebruikt om de temperatuur van het staalskelet (zie Figuur 7.6 en Figuur 7.7) en de temperatuurverdeling in de plaat (zie Figuur 7.8 en Figuur 7.9) te volgen. Zeven verplaatsingsopnemers werden geïnstalleerd om de verticale doorbuiging van de vloer te meten (zie Figuur 7.10). Twee andere opnemers werden gebruikt om de horizontale verplaatsing van de vloer te meten. Een speciale videocamera voor hoge temperatuur werd aan de binnenzijde van de oven geplaatst om de vervormingen van de vloer in de tijd visueel te volgen.



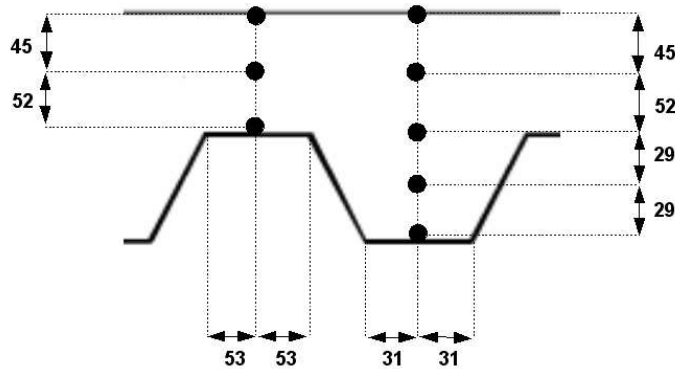
**Figuur 7.6** Plaats van de thermokoppels op het het staalframe



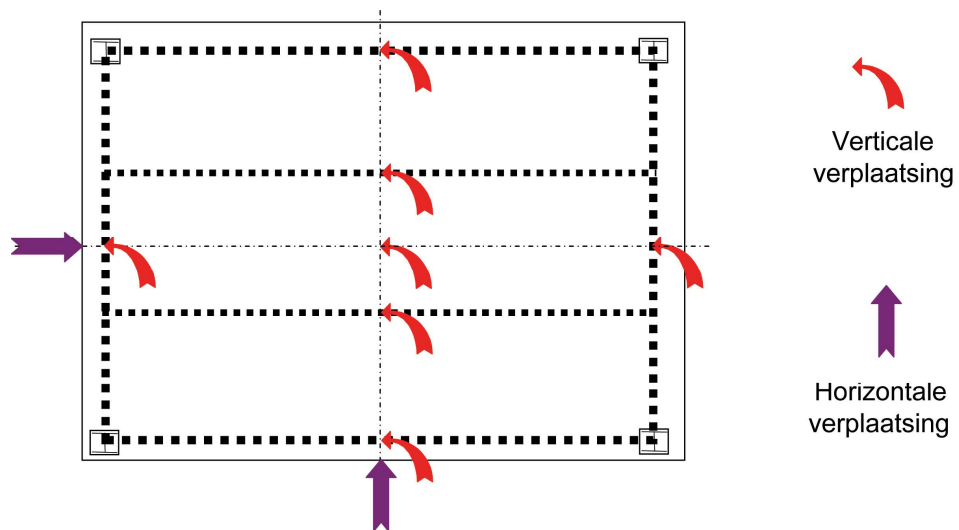
**Figuur 7.7** Plaats van de thermokoppels op elke geïnstrumenteerde doorsnede van de staalconstructie



**Figuur 7.8** Plaatsen van de thermokoppels in de staalplaatbetonvloer



**Figuur 7.9** *Typische doorsnede over de staalplaat-betonvloer met de thermokoppelposities*



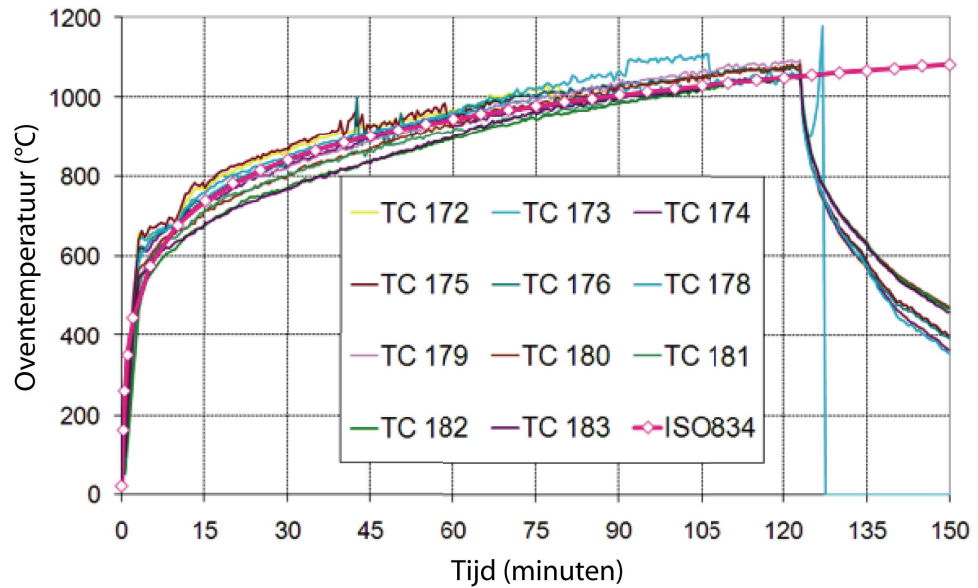
**Figuur 7.10** *Plaatsen van de verplaatsingopnemers*

## 7.2.3 Resultaten

De test duurde meer dan 120 minuten en de brand werd gestopt na bezwijken van de vloer op het criterium vlamdichtheid. Echter, de opname van het gedrag van het proefstuk ging door gedurende 900 minuten, zodat de prestatie van de vloer gedurende de afkoelingsfase gevolgd kon worden.

### 7.2.3.1 Temperatuurverschillen in de constructie

Gedurende de test werd de oventemperatuur gecontroleerd met plaatthermokoppels in overeenstemming met de aanbevelingen van EN 1363-1. Deze plaatthermokoppels werden net onder de vloer geplaatst en de met deze instrumenten gemeten temperaturen toonden aan dat de oventemperatuur gestuurd was binnen de toleranties toegestaan door de norm EN 1363-1 voor brandproeven (zie Figuur 7.11).

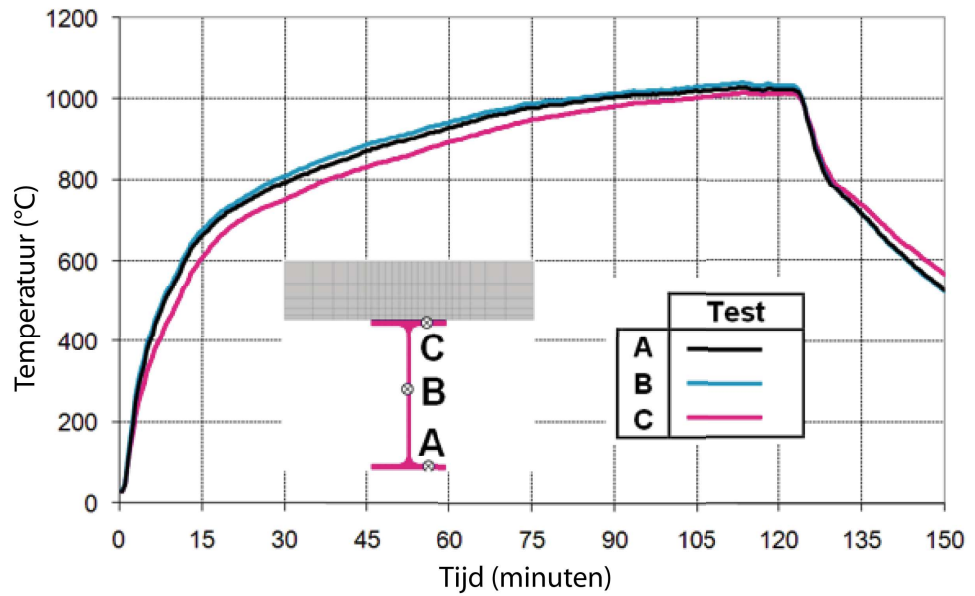


**Figuur 7.11** Oventemperatuur versus de standaardbrandkromme

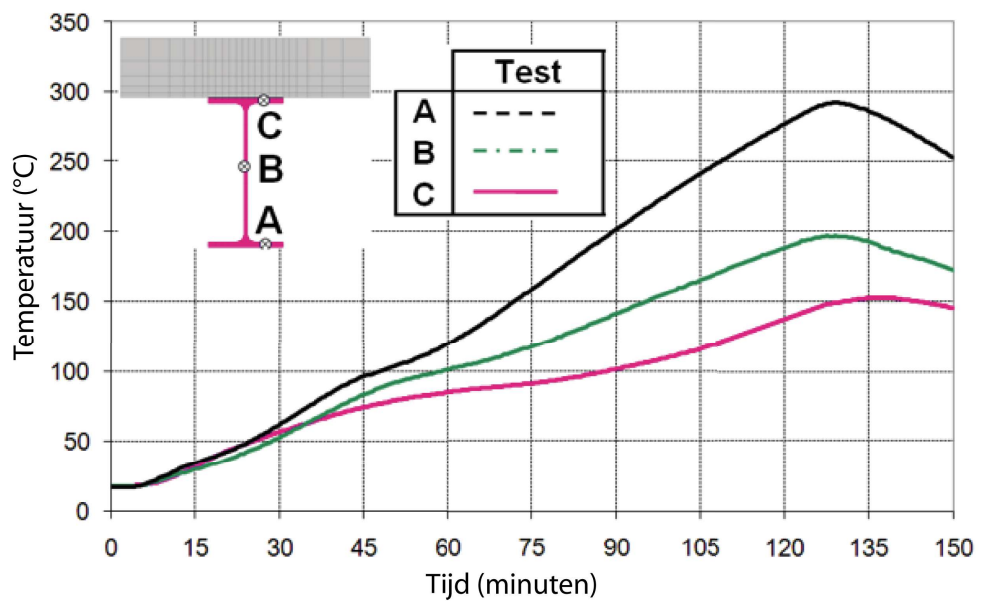
Metingen van de temperatuur bij het midden van de overspanning van de samenwerkende liggers werden gedaan op de onderflens, het lijf en de bovenflens van elke profiel. Een samenvatting van de temperaturen gemeten in de liggers is gepresenteerd in Figuur 7.12 en Figuur 7.13. De onbeschermden stalen liggers bereikten een maximum temperatuur van 1040 °C. In afwijking daarvan bereikten de beschermde stalen liggers een maximum temperatuur van 300 °C; deze temperatuur is lager dan zou worden verwacht in de praktijk, als gevolg van de beperkte blootstelling van deze elementen die zich bevinden bij de randen van de oven.

Een samenvatting van de temperaturen gemeten in de staalplaat-betonvloer is gepresenteerd in Figuur 7.14. De temperaturen van punten A en B waren niet gemeten omdat de thermokoppels bevestigd aan de staalplaat vroeg in de test uitvielen, waarschijnlijk als gevolg van onthechting tussen de staalplaat en het beton toen het blootgesteld werd aan brand. Onthechting van de staalplaat werd waargenomen over een groot deel van de onderzijde van de staalplaat-betonvloer. De temperatuur gemeten bij de niet-blootgestelde zijde van de staalplaat-betonvloer is getoond in Figuur 7.15. De temperatuurstijging bij de niet-blootgestelde zijde van de staalplaat-betonvloer was na 120 minuten brand iets boven 100 °C, wat minder is dan de grenswaarde van 140 °C die het isolatiecriterium definieert.

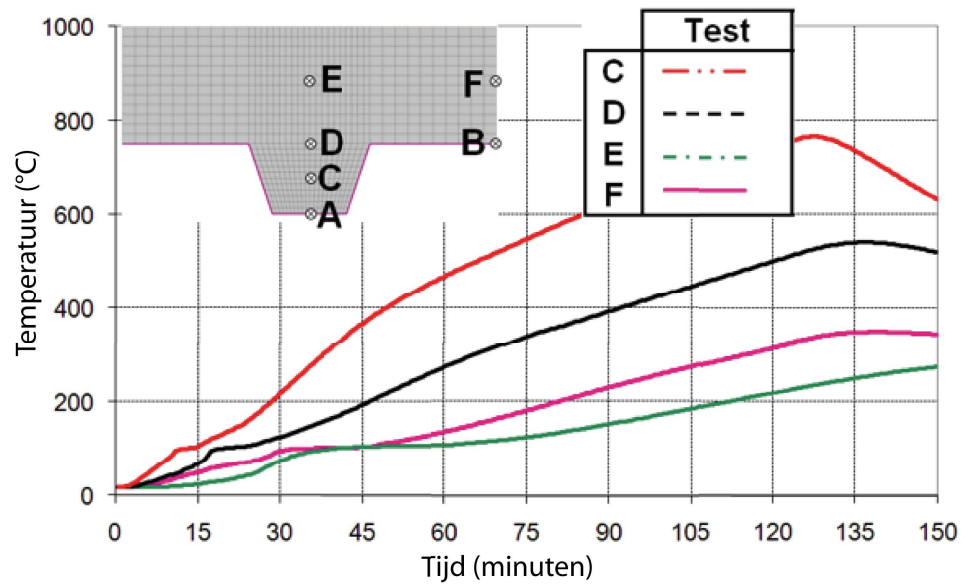




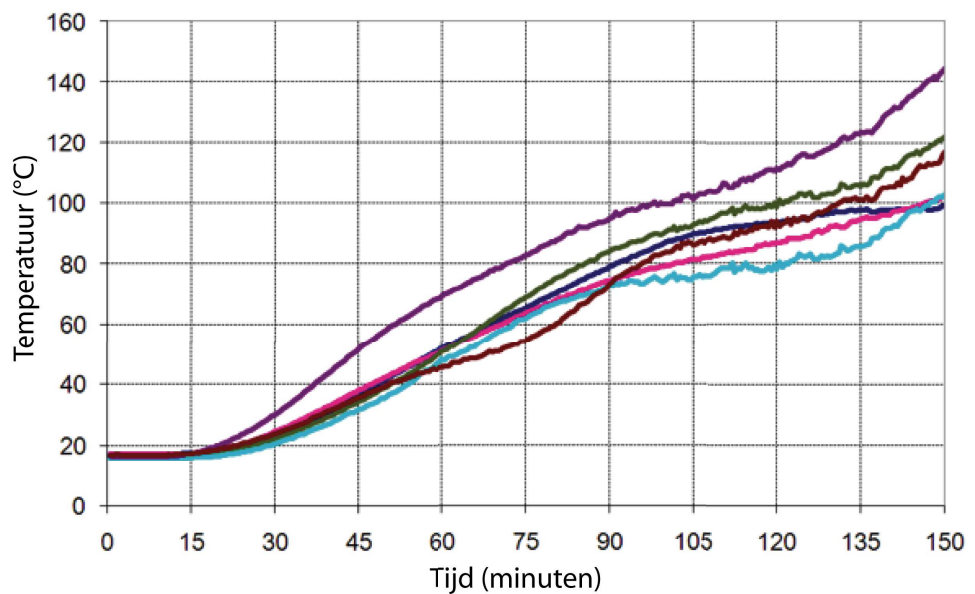
**Figuur 7.12** Opwarming van de onbeschermdde stalen liggers



**Figuur 7.13** Opwarming van de beschermdde stalen liggers



**Figuur 7.14** Opwarming van de staalplaat-betonvloer



**Figuur 7.15** Temperaturen gemeten bij de niet-blootgestelde zijde van de staalplaat-betonvloer

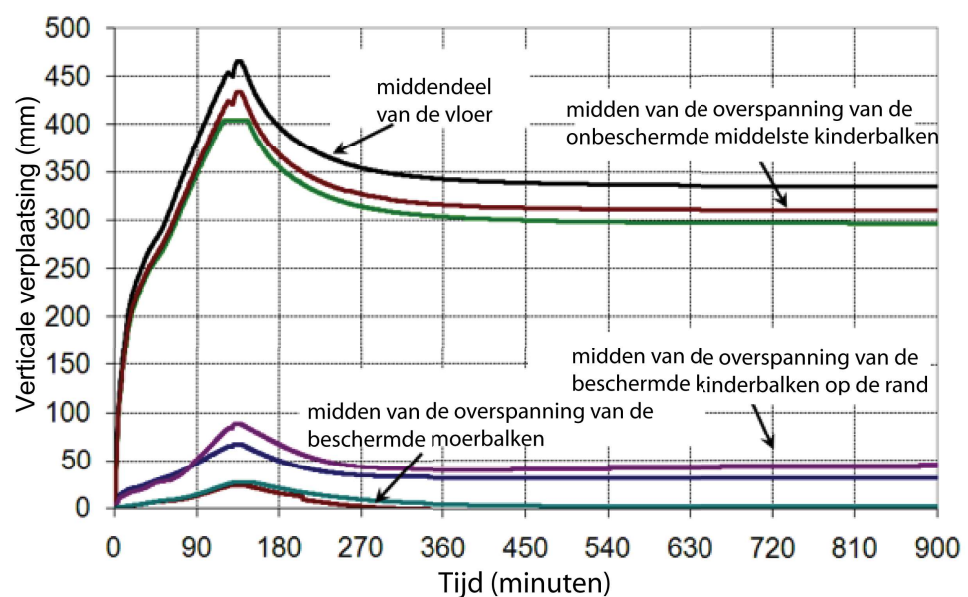
### 7.2.3.2 Verplaatsingsverschillen van de constructieve elementen

Figuur 7.16 de verticale verplaatsingen van de vloer over de gehele testperiode. De afname van doorbuiging na ongeveer 120 minuten komt overeen met het tijdstip dat de branders van de oven uitgezet werden. Een meer gedetailleerde illustratie van deze verplaatsingen, die hoofdzakelijk gedurende de opwarmingsfase van de test optreden, is gegeven in Figuur 7.17. Er kan worden waargenomen dat de maximum doorbuiging van de vloer ongeveer 450 mm is en dat de doorbuigingen gemeten bij de twee posities van de onbeschermden kinderbalken ongeveer 420 mm

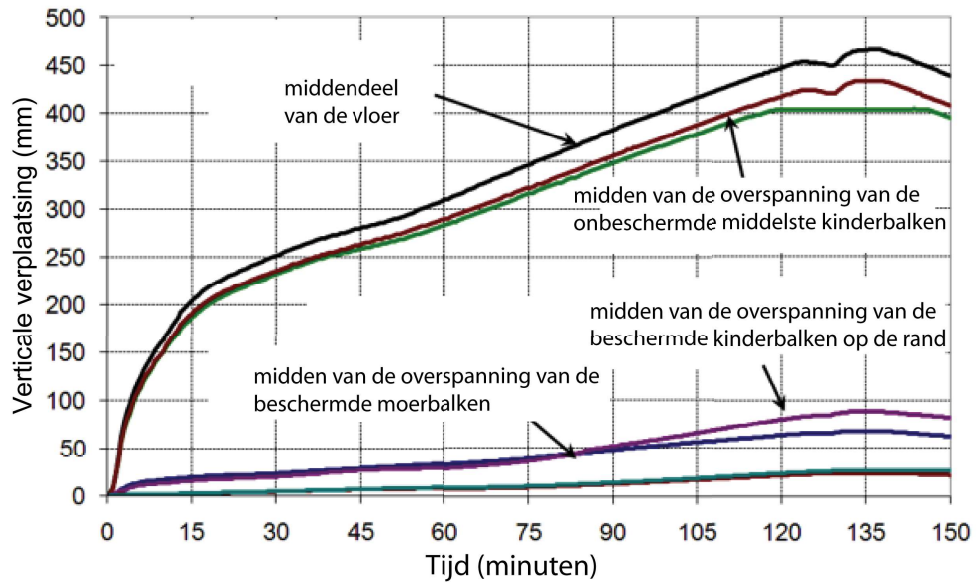
waren, minder dan 1/20 van hun overspanning. Gedurende de afkoelingsfase nam de doorbuiging iets toe en bereikte een maximum waarde bij ongeveer 135 minuten. Hoewel de oventemperatuur was teruggevallen van 1050 °C tot slechts 600 °C (zie Figuur 7.12), werd er nog steeds warmte geleid door de dikte van de staalplaat-betonvloer en op dat tijdstip werd de maximum temperatuur van het wapeningsnet bereikt (zie Figuur 7.14).

De brandwerend beschermde liggers gelegen op de omtrek van het testproefstuk bereikten slechts een temperatuur van 300 °C. Omdat staal bij 300 °C nog 100% van zijn vloeispanning bij kamertemperatuur bezit, is de doorbuiging van deze liggers lager dan verwacht, met een maximum van 100 mm doorbuiging gemeten bij het midden van de overspanning van de kinderbalken. In de praktijk zou het acceptabel zijn om aan te nemen dat de kritieke temperatuur voor deze liggers tussen 500 °C en 600 °C ligt met een doorbuiging van meer dan 1/30 van de overspanning.

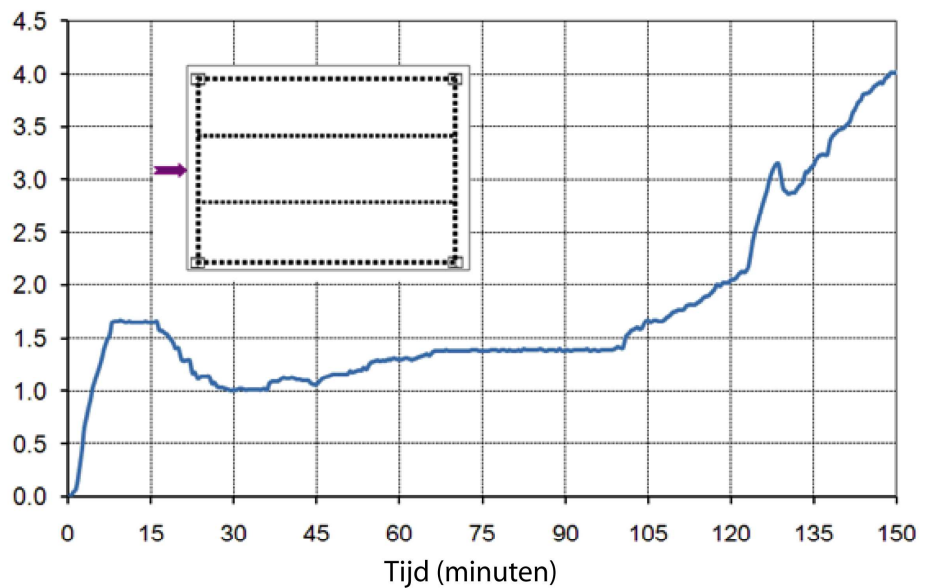
Als meer aandacht wordt geschonken aan de ontwikkeling van de doorbuiging van de vloer, kan men zien dat deze erg snel toenam gedurende de eerste 20 minuten van de brand en daarna toenam met een bijna constante snelheid. Als deze doorbuiging gerelateerd is aan de opwarming van de onbeschermde liggers, kan worden gevonden dat ook deze liggers geleidelijk werden verwarmd tot ongeveer 700 °C. Het is duidelijk dat hun draagkracht op buiging bij deze mate van opwarming niet langer in staat zou zijn om de opgelegde belasting te dragen. Hieruit volgt dat het membraanefect van de vloer in toenemende mate werd geactiveerd, teneinde de globale stabiliteit van de vloer te verzekeren. Dit trek-membraanefect werd ook duidelijk geïllustreerd met de meting van de zijdelingse verplaatsing bij de rand van de vloer, getoond in Figuur 7.18. Wederom kan men zien dat het randgedeelte van de vloer gedurende de volgende 15 minuten van de brand naar binnen toe verplaatste als gevolg van het trek-membraanefect. De plotselinge toename van deze verplaatsing na ongeveer 105 minuten kon worden verklaard door het bezwijken van het stalen wapeningsnet in het centrale deel van de vloer (voor meer details, zie Hoofdstuk 7.4.3).



**Figuur 7.16** Doorbuiging van de vloer gemeten gedurende de gehele testperiode



**Figuur 7.17** Doorbuiging van de vloer gemeten gedurende de opwarmingsperiode in de test



**Figuur 7.18** Zijdelingse verplaatsing bij de rand van de vloer gemeten gedurende de opwarmingsperiode in de test

### 7.2.3.3 Gedrag van de staalplaat-betonvloer waargenomen gedurende de test

De belangrijkste waarnemingen met betrekking tot de scheurvorming in de betonplaat waren:

- Kleine scheuren traden op in het beton, vooral rondom de staalkolommen en en de doorgaande randen van de plaat, in een vroeg stadium van de brandproef, zoals getoond in Figuur 7.19(a).

- Er was enige verwijding van deze scheuren gedurende de opwarmingsfase van de test, maar dit beïnvloedde de prestatie van de vloer op vlamdichtheid niet significant (zie Figuur 7.19(b)).
- Een meer significante scheur trad op in het centrale deel van de vloer na 105 minuten blootstelling aan brand, zoals getoond in Figuur 7.20.

Studie van de centrale scheur na de test toonde aan dat de scheur was veroorzaakt door het bezwijken van een gelaste verbinding tussen twee stalen wapeningnetten, zoals getoond in Figuur 7.21. Omdat de eenvoudige ontwerpmethode erop vertrouwt dat de spanning in de wapening tot zijn uiterste bezwijkbelasting ter plaatse van het midden van de plaat kan toenemen, moeten overlappen met volledige trekcapaciteit worden gemaakt bij alle verbindingen tussen de afzonderlijke wapeningsnetten. Dit type van bezwijken kan worden voorkomen wanneer de constructiedetails in overeenstemming met EN 1992-1-1<sup>(36)</sup> worden aangehouden.

Omdat het testproefstuk het punt van bezwijken gedurende de test niet bereikte, had het optreden van zo'n belangrijke scheur en het bezwijken van het stalen wapeningsnet in de lengterichting bij het middendeel van de vloer geen negatief effect op de draagkracht.



(a) bij het begin van brandproef

(b) bij het eind van brandproef

**Figuur 7.19** Status van de plaat nabij de stalen kolom



(a) Status van de scheurvorming bij centrale deel van de vloer (b) Status van de scheurvorming na afkoeling

**Figuur 7.20** Status van de plaat bij het centrale deel van de vloer gedurende en na de test



(a) Gelaste verbinding van de wapening vóór het storten van het beton (b) Status van de wapeningverbinding bij de plaats van de scheur na afkoeling

**Figuur 7.21** Verbinding van de stalen wapeningsnetten vóór en na de test

#### 7.2.4 Opmerkingen bij de testresultaten

De testresultaten hebben de prestatie gedemonstreerd van een staalplaat-betonvloer die is ontworpen in overeenstemming met de eenvoudige ontwerpmethode. Afgeleid van de testresultaten zijn de volgende opmerkingen te maken aangaande de prestatie van de vloer bij brand:

- zelfs bij onbeschermd stalen kinderbalken met een overspanning van 8,735 m, werd voldaan aan het bezwijkcriterium (R) over een periode van meer dan 120 minuten;
- aan het criterium van vlamdichtheid (E) en het temperatuurcriterium (I) werd voldaan over een periode van 105 minuten. Bezwijken was het gevolg van de vorming van een scheur in de staalplaat-betonvloer als gevolg van voortijdig bezwijken van het stalen wapeningsnet, zie Hoofdstuk 7.2.3.3;

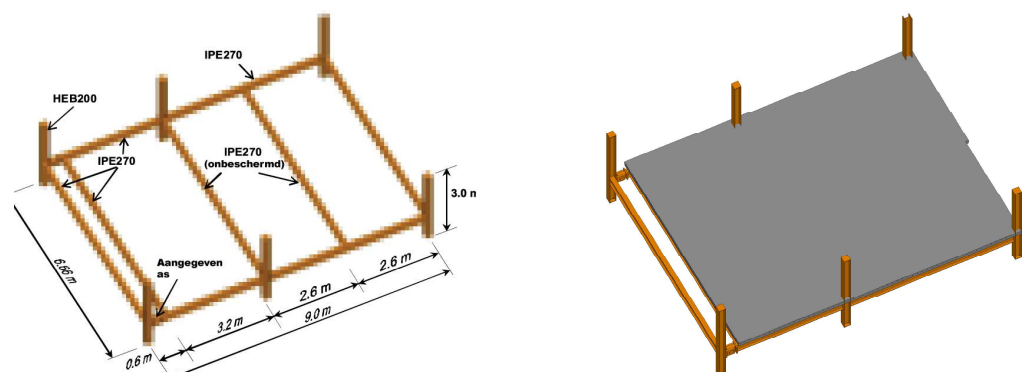
- de gehele vloer bleef constructief erg robuust bij een lange brandduur, ondanks het bezwijken van het stalen wapeningsnet in de betonplaat;
- er moet gewaarborgd zijn dat het wapeningsnet op de juiste wijze overlapt om de membraanwerking te activeren en continuïteit van de belastingoverdracht te verzekeren, vooral in het gebied van de onbeschermden liggers en rond de kolommen;
- de scheurvorming in het beton bij de rand van de vloer was erg beperkt en had geen invloed op de prestatie van de vloer op het vlamdichtheids- en het temperatuurcriterium;
- de vloer gedroeg zich bevredigend gedurende de afkoelingfase van de brand;
- de staalverbindingen waren allen voldoende beschermd en hun maximum opwarming was beperkt tot ongeveer 500 °C. Alle verbindingen tussen staalelementen presteerden erg goed gedurende zowel de opwarmings- als de afkoelingfase.

## 7.3 COSSFIRE Brandproef programma

### 7.3.1 Testproefstuk

In het kader van het COSSFIRE project, werd een andere brandproef gedaan op een specifieke staalplaat-betonvloer zoals getoond in Figuur 7.22. Voor deze vloer zijn de profielen van de stalen liggers en kolommen achtereenvolgens IPE270 en HEB200. De staalsoort van al deze constructieve elementen is S235. Het ontwerp van dit vloersysteem werd gedaan in overeenstemming met de voorschriften van EN 1994-1-1<sup>(34)</sup> voor het kamertemperatuurontwerp van samenwerkende constructies, met een permanente belasting van 1,25 kN/m<sup>2</sup> boven op het eigen gewicht van de constructie en een veranderlijke belasting van 5,0 kN/m<sup>2</sup>. De brandproef werd uitgevoerd met een belasting van 3,93 kN/m<sup>2</sup> wat ongeveer correspondeert met 100% van de verschillende permanente belastingen en 50% van de veranderlijke belastingen volgens de buitengewone belastingcombinatie in de brandsituatie voor kantoorgebouwen in de Eurocode. Voor zover het staalverbindingen betreft, zijn die ontworpen volgens de voorschriften van EN 1993-1-8<sup>(35)</sup>.

De staalplaat-betonvloer was gemaakt van ter plaatse gestort beton van normaal gewicht met een betonkwaliteit van C30/37. De totale dikte van de plaat was 135 mm en de (trapeziumvormig) geprofileerde staalplaat was COFRAPLUS60. De afschuifverbindingsmiddelen waren allemaal stiftdeuvels met een diameter van 19 mm en een hoogte van 125 mm en hun verdelingen over stalen liggers waren achtereenvolgens één deuvel om de 207 mm voor de kinderbalken en één deuvel om de 300 mm voor de moerbalken. Het stalen wapeningsnet lag op 35 mm van de bovenzijde van de plaat, was van staalsoort S500 en had een diameter van 7 mm. De afmetingen van zijn grid waren 150 mm x 150 mm.



a- Overzicht over het staalskelet

b- Overzicht over de staalplaat-betonvloer

**Figuur 7.22** Opzet van de brandtest

De werkelijke mechanische eigenschappen van de gebruikte materialen in deze test zijn samengevat in tabel 7.2.

**Tabel 7.2** Materiaaleigenschappen van in Cossfire geteste elementen

Item	Waarde
vloegrens van de moerblaken	320 N/mm <sup>2</sup>
vloegrens van de kinderbalken	320 N/mm <sup>2</sup>
vloegrens van het wapeningstaal	590 N/mm <sup>2</sup>
druksterkte van beton	38,0 N/mm <sup>2</sup>



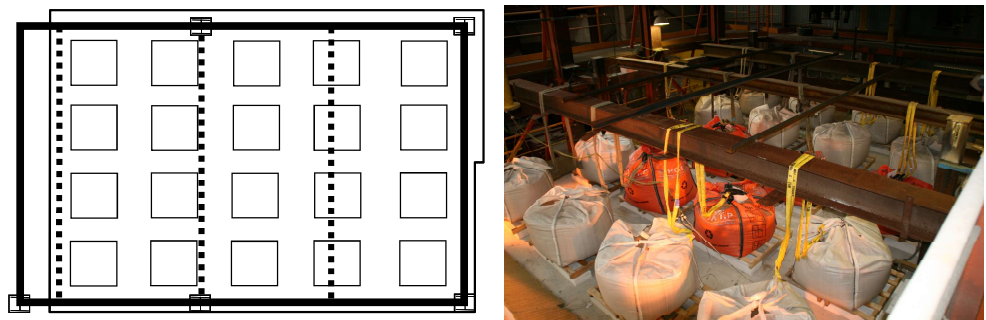
In overeenstemming met de bestaande, eenvoudige ontwerpmethode van een dergelijk type vloer bij membraanwerking, blijven de twee tussengelegen kinderbalken en de staalplaat-betonvloer onbeschermd. Echter, alle randliggers van de vloer worden brandwerend beschermd voor een brandwerendheid van 120 minuten. De stalen kolommen werden ook beschermd behalve de bescherming rond de verbindingen die met opzet gereduceerd was zodat de opwarming van de verbindingcomponenten voldoende sterk was gedurende de opwarmingsfase om het effect van een dergelijke opwarming op het gedrag van de verbinding gedurende de afkoelingsfase te kunnen onderzoeken.

Om het gedrag van de verbindingen tussen betonplaat en de stalen elementen bij de randen van de staalplaat-betonvloer tijdens brand te onderzoeken, werden zes configuraties van randverbindingen aangebracht in deze vloer, zoals getoond in Figuur 7.23.

De mechanische belasting gedurende de brand werd aangebracht met behulp van twintig zandzakken, gelijkmatig verdeeld over de vloer. Elk van deze zandzakken woog exact 11,0 kN, zodat samen met de houten pallets en de lichtbetonnen blokken een equivalente uniforme belasting van 3,93 kN/m<sup>2</sup> bereikt werd. Wat betreft de thermische belasting werd de ISO standaardbrandkromme opgelegd tot het moment dat bezwijken van de vloer begon op te treden. Echter, de meting van de testresultaten werd voortgezet gedurende de afkoelingsfase om het gedrag van de vloer gedurende de gehele brandperiode te weten te komen.



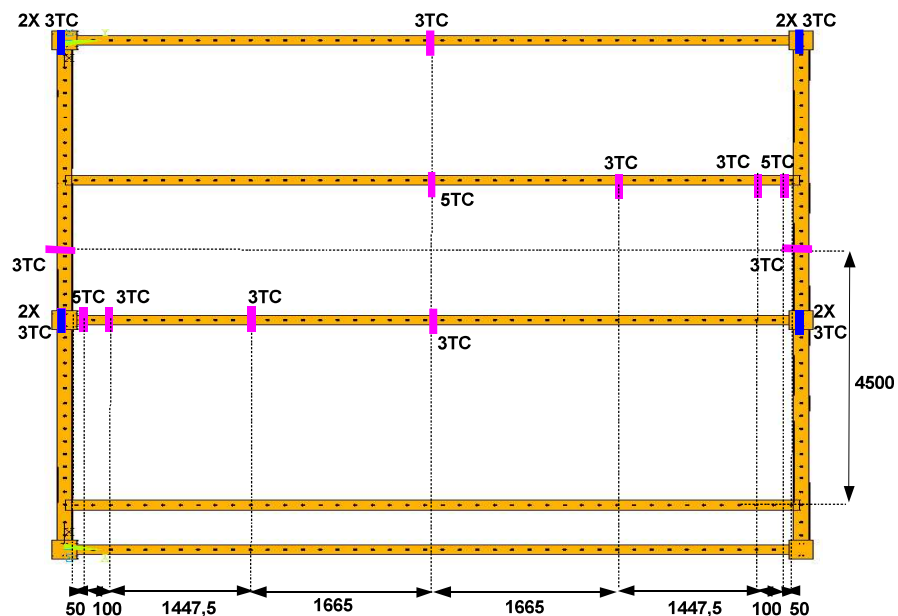
**Figuur 7.23** *Verskillende samenwerkende staal-beton verbinding-configuratiess*



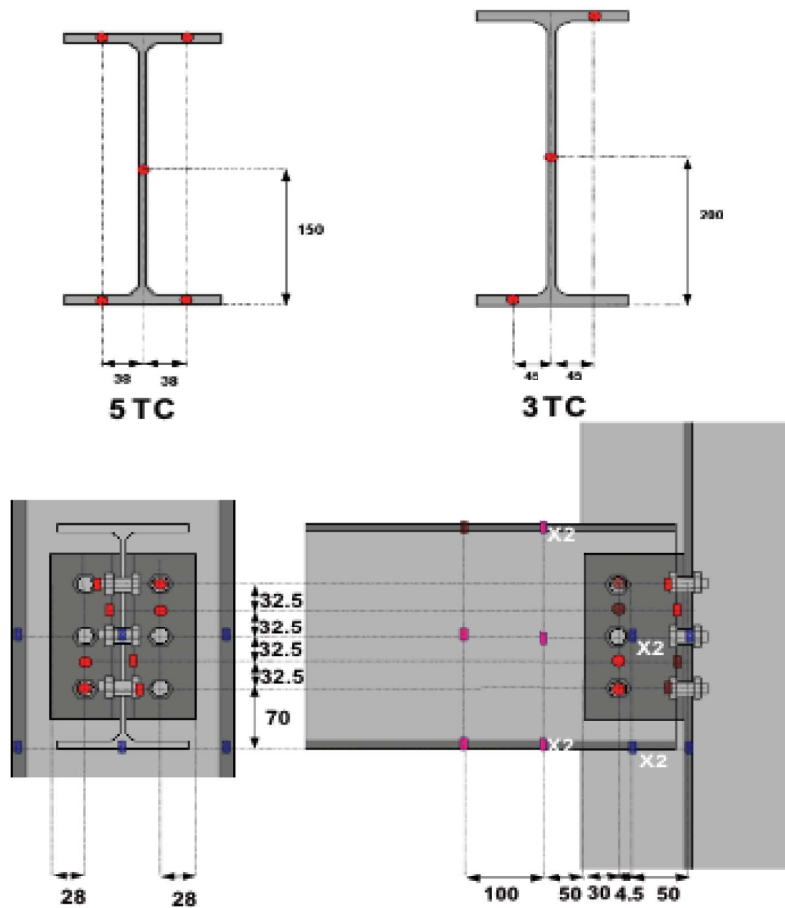
**Figuur 7.24** *Belastingcondities van de staalplaat-betonvloer blootgesteld aan brand*

### 7.3.2 Meting van de testresultaten

De belangrijkste metingen van de test betreffen de temperatuur en de doorbuiging van de vloer. Totaal werden 203 thermokoppels gebruikt waarvan 66 thermokoppels op de stalen elementen (Figuur 7.25), 80 thermokoppels op de verbindingen (Figuur 7.26) en 57 thermokoppels in de staalplaat-betonvloer (zie Figuur 7.27 & Figuur 7.28) om zowel de gastemperaturen als die van het proefstuk te meten. Daarnaast werden er 20 verplaatsingopnemers geïnstalleerd, waarvan 16 verticale verplaatsingopnemers om de doorbuiging van de vloer te meten (Figuur 7.29). De vier resterende opnemers werden gebruikt om de horizontale verplaatsing van de vloer te meten. Daarnaast werd een speciale videocamera in de oven geplaatst die visueel de vloerdoorbuigingen als functie van de tijd heeft gemeten.

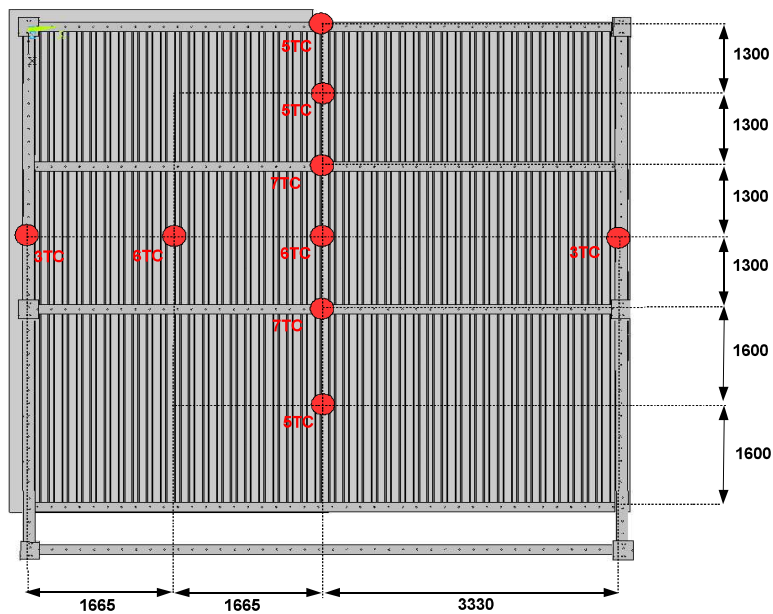


**Figuur 7.25** *Plaats van de thermokoppels op het staalskelet*

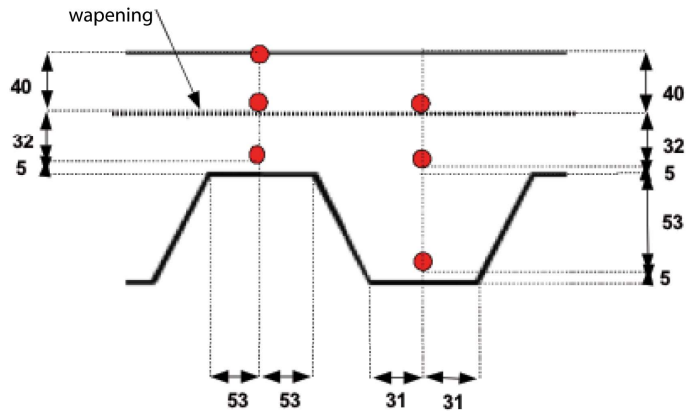


hoekstalen aan het lijf bij de kolom-lijger verbindingen

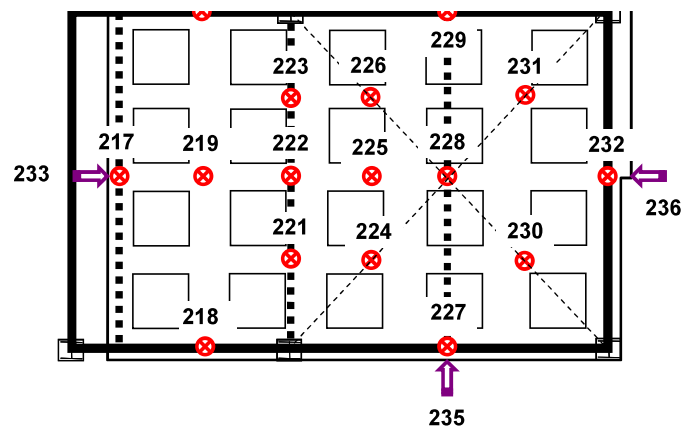
**Figuur 7.26** Plaats van de thermokoppels op elke geïnstrumenteerde doorsnede van de staalconstructie



**Figuur 7.27** Plaatsen van de thermokoppels in de staalplaat-betonvloer



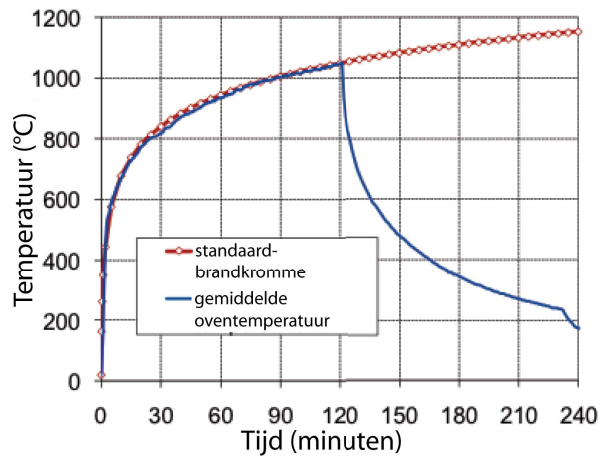
**Figuur 7.28** *Typische doorsnede over de staalplaat-betonvloer met de thermokoppelposities*



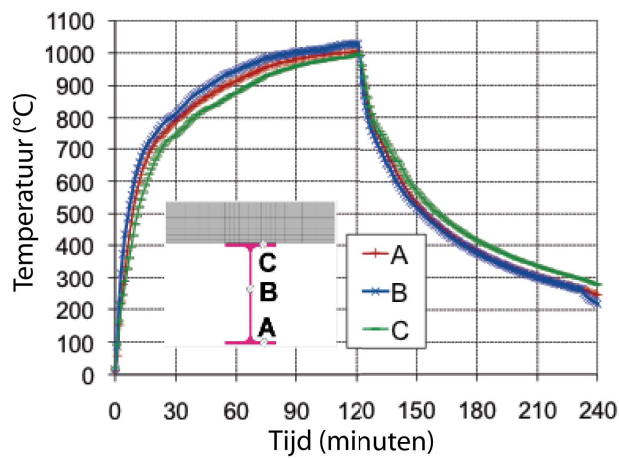
**Figuur 7.29** *Locaties van de verplaatsingopnemers*

### 7.3.3 Belangrijkste experimentele resultaten

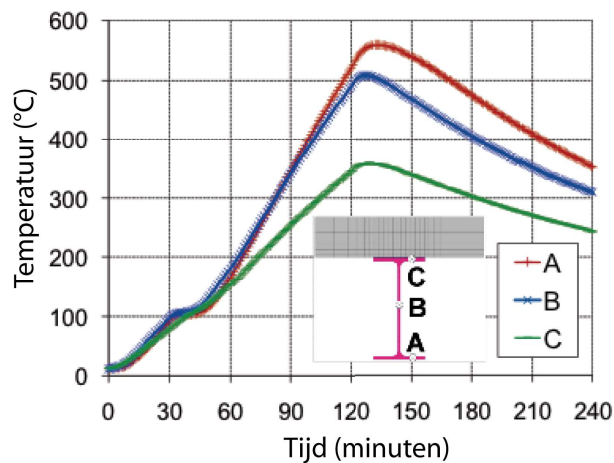
Gedurende de opwarmingsfase van deze test, werd de (ISO-834) standaardbrandkromme gevolgd (Figuur 7.30) welke meer dan 120 minuten duurde tot het duidelijke bezwijken van een kinderbalk aan de rand verbonden aan de hoofdliggers (zie D6 van Figuur 7.36). Daarna werden alle branders uitgezet en de oven koelde op natuurlijke wijze af. Wat de opwarming van de stalen liggers betreft, deze varieerde aanzienlijk met van de mate van bescherming. In feite werden de onbeschermde stalen liggers bij het midden van de vloer verwarmd tot meer dan 1000 °C (Figuur 7.31). Daarentegen werden de beschermde stalen liggers in het algemeen verwarmd tot ongeveer 550 °C (Figuur 7.32) behalve één van de beschermde kinderbalken aan de rand die significant heter was dan alle andere beschermde liggers, als gevolg van gedurende de test defect geraakte brandwerende bescherming (Figuur 7.33).



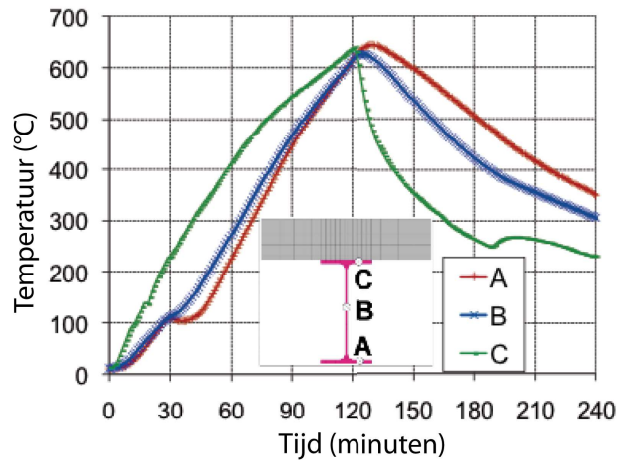
**Figuur 7.30** Oventemperatuur versus ISO standaardbrandkromme



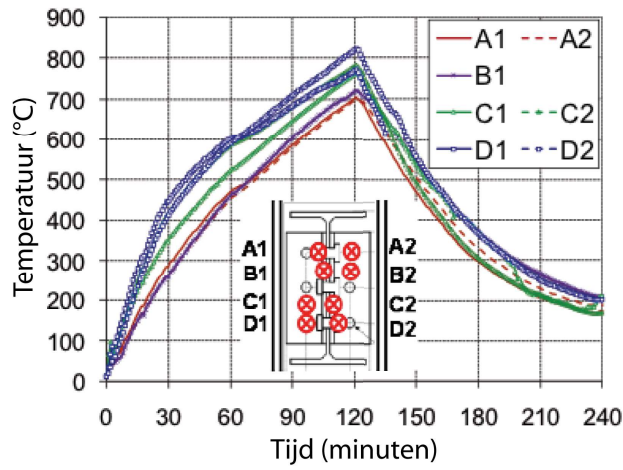
**Figuur 7.31** Opwarming van de onbeschermdde kinderbalken



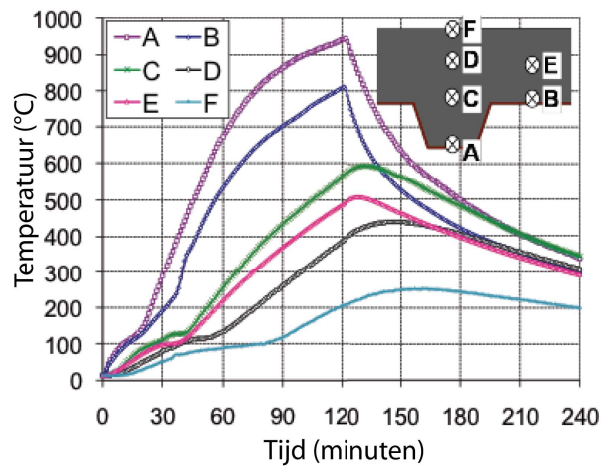
**Figuur 7.32** Opwarming van een beschermde moerbalk



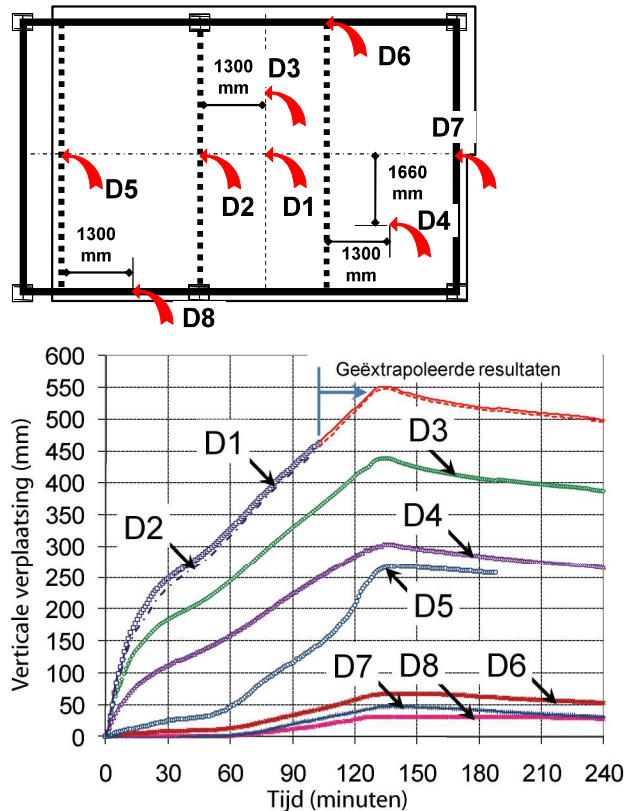
**Figuur 7.33** Opwarming van de bezweken randligger



**Figuur 7.34** Opwarming van de verbinding



**Figuur 7.35** Opwarming van de staalplaat-betonvloer



**Figuur 7.36** Gemeten verticale verplaatsingen van de vloer gedurende de test

Omdat de staalverbindingen in deze test niet volledig beschermd waren, werden enkele bouten in de verbindingen verwarmd tot meer dan 800 °C (Figuur 7.34). Van de temperatuurmeting in de staalplaat-betonvloer gedurende de test kan worden afgeleid dat de maximum temperaturen op 5 mm van de blootgestelde zijde van de staalplaat-betonvloer ongeveer 950 °C waren (Figuur 7.35) en het stalen wapeningsnet opgewarmd was tot ongeveer 500 °C. Bovendien was de temperatuur gemeten bij de niet-blootgestelde zijde van de staalplaat-betonvloer meer dan 200 °C na meer dan 120 minuten van blootstelling aan brand waarmee niet meer aan het isolatiecriterium voldaan werd.

Gedurende de test werd de brand gestopt toen werd waargenomen dat één randligger aan het bezwijken was na ongeveer 120 minuten (zie D6 in Figuur 7.36). Wat de totale doorbuiging van de vloer betreft, nam deze significant toe in het begin tot 30 minuten brandduur en daarna was de toename minder snel. Na 120 minuten standaardbrand, kon de totale doorbuiging van de vloer meer dan 500 mm zijn. Toen de opwarming was gestopt, bleef de doorbuiging van de vloer toenemen voor een tijdje (ongeveer 15 minuten) vóór ze definitief en langzaam afnam. Uiteindelijk was de blijvende doorbuiging van de vloer ongeveer 100 mm.

### 7.3.4 Waarneming bij de brandproeven

Van de gemeten totale doorbuiging van de vloer werd afgeleid dat deze fors toenam, mogelijk tot meer dan 500 mm na 120 minuten. De vloer gedroeg zich echter nog steeds erg goed en er was geen teken van bezwijken in het centrale deel van de vloer. In feite werd de brand gestopt als gevolg van erg grote doorbuiging van de meest opgewarmde kinderbalk aan de rand (Figuur 7.37). Een betere waarneming van deze randligger maakt duidelijk dat een belangrijke mate van scheurvorming van het beton optrad bij het midden van zijn overspanning, wat betekent dat deze ligger daadwerkelijk aan het bezwijken was. Desalniettemin

leidde dit bezwijken niet tot het bezwijken van de gehele vloer, wat kennelijk het gevolg was van herverdeling van belasting door het membraan-effect (zie figuur 7.38).

Plooien van de onbeschermde kinderbalk verbonden met de centrale stalen liggers nabij de verbindingen is waargenomen in zijn onderflens en lijf (zie figuur 7.39). Het meest opmerkelijke verschijnsel in deze test met betrekking tot de staalverbindingen is echter dat deze allemaal erg goed presteerden gedurende zowel de opwarmings- als de afkoelingsfase. Eveneens kon voor de onbeschermde kinderbalken verbonden aan de stalen hoofdliggers nabij de verbinding geen plooien worden gevonden (Figuur 7.40). In aanvulling daarop werd geen bezwijken van de verbindingen tussen betonplaat en staelementen bij de rand waargenomen.



**Figuur 7.37** *Bezwijken van een randligger*



**Figuur 7.38** *Geteste vloer gedurende en na de brand*





**Figuur 7.39** Plooiën van onbeschermden kinderbalken verbonden aan een kolom



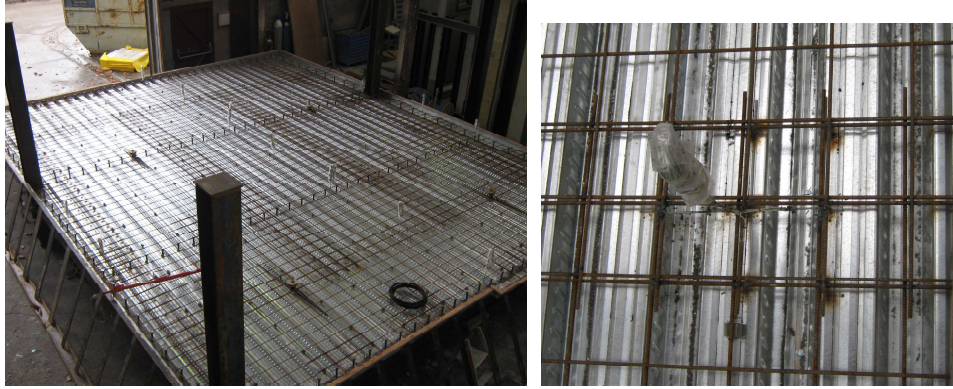
**Figuur 7.40** Geen plooiën van onbeschermden kinderbalken verbonden aan de hoofdliggers



**Figuur 7.41** Scheurvorming van beton bij de delen van de vloer op de hoek



**Figuur 7.42** Scheurvorming van beton rondom de centrale kolommen



**Figuur 7.43** *Overlappen van het stalen wapeningsnet in de staalplaat-betonvloer*

Een ander belangrijk verschijnsel dat hier moet worden genoemd is de scheurvorming van de staalplaat-betonvloer rond de kolommen, hetgeen mogelijk een directe invloed had op de prestatie van de vloer bij brand. De belangrijkste waargenomen resultaten in dit verband zijn:

- De scheurvorming van beton bij de hoeken van de vloer bleef klein en zonder negatieve gevolgen voor de integriteitscriteria van de vloer (zie figuur 7.41).
- Zoals bij de scheurvorming van beton rondom de centrale kolommen, kan de grote doorbuiging van de onbeschermd ligger een grote verplaatsing van de plaat naar de binnenzijde veroorzaken en mogelijk kan dit negatieve gevolgen voor de integriteitscriteria van de vloer hebben als gevolg van de openstaande scheur bij de kolom (zie figuur 7.42).
- Er was geen significante scheurvorming van de betonplaat in het centrale deel van de vloer, wat betekent dat het stalen wapeningsnet zich goed hield onder de membraankrachten, zelfs bij een opwarming tot 500 °C. Een dergelijk goed gedrag was zonder enige twijfel het gevolg van de goede overlap van de stalen wapeningsnetten (zie figuur 7.43).
- De constructiedetails waarbij het stalen wapeningsnet tot achter de deukels van de randliggers was geplaatst, blijken erg efficiënt te zijn in geval van membraanwerking van de staalplaat-betonvloer, waardoor een gunstige horizontale oplegreactie aan de vloerplaat kon worden geleverd.
- De restdraagcapaciteit van de vloer is voldoende en is belangrijk genoeg ondanks de significante doorbuiging van de vloer.

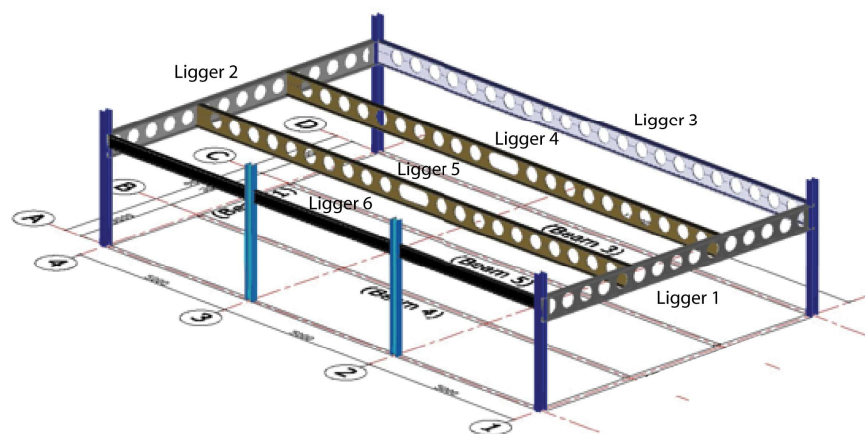
## 7.4 Brandproef op grote schaal op een staalplaat-betonvloer op stalen liggers met ronde gaten met grote overspanning

### 7.4.1 Testproefstuk

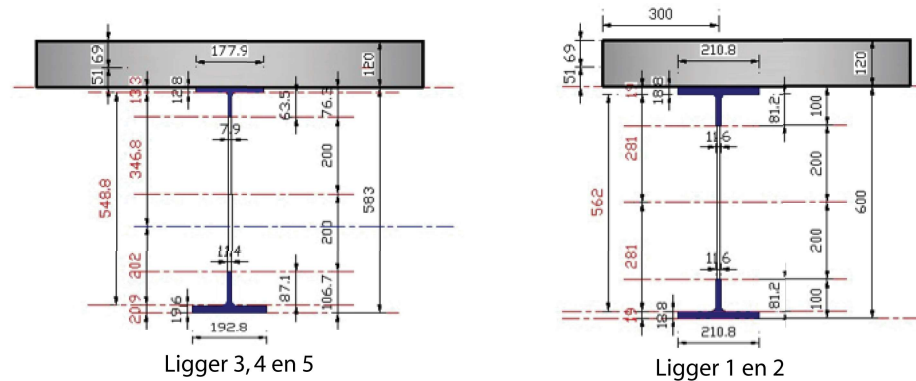
De geteste vloerplaat was 9,6 m bij 15,6 m, ondersteund door een staalskelet dat 9 m bij 15 m overspande tussen vier hoekkolommen (Figuur 7.44). De liggers met ronde gaten waren geplaatst op de stramien 1, 4, B, C en D als moer- en kinderbalken van de constructie (Figuur 7.45). De afmetingen van de liggers worden getoond in Figuur 7.45 en Figuur 7.46. De onbeschermde kinderbalken 4 en 5 hadden tevens een verlengde opening in het lijf in het midden van hun overspanning.



**Figuur 7.44** : Testcompartiment met lange onbeschermde liggers met ronde gaten



**Figuur 7.45** : Opzet van de staalconstructie



**Figuur 7.46** : *Detailinformatie van de staalprofielen.*

Het afgesloten compartiment was 9,2 m bij 15,6 m, met een vrije hoogte van 2,88 m. De omsluitende wanden waren gebouwd met blokken met een druksterkte van 7 N/mm<sup>2</sup>, met drie openingen van elk 1,5 m bij 3 m. De omringende compartimentswanden langs stramienen 1, 4 en D waren aan de bovenzijde niet verbonden met de staalplaat-betonvloer zodat een vrije verticale verplaatsing van de vloerplaat langs deze begrenzings mogelijk was. De voorgevel met openingen was zó gebouwd dat de muur zich uitstrekte tot de onderzijde van de standaard ligger langs stramien A, waardoor geen verticale doorbuiging van de ligger langs dit stramien mogelijk was. Het skelet was geschoord in horizontale richting op de volgende plaatsen: Kolom A1 was geschoord in beide richtingen, Kolom A4 was geschoord evenwijdig aan stramien 4 en Kolom D1 was geschoord evenwijdig aan stramien D. De steunen werden verzorgd met behulp van diagonale ronde buis.

Alle kolommen en de standaard ligger langs stramien A werden beschermd met een op de markt beschikbare 20 mm dikke brandwerende plaat met een standaard brandwerendheid van 2 uur. De liggers met ronde gaten op de omtrek op stramien 1, 4, en D waren beschermd met een keramische deken (zie Figuur 7.47), eveneens met een standaard brandwerendheid van 2 uur. De brandwerende bescherming was aangebracht door een erkende aannemer, volgens de specificaties van de leverancier. Gipsbeplating met een dikte van 15mm dik was ook gebruikt om de binnenzijde van de buitenwanden te bekleden en zo het warmteverlies door de blokken wand te beperken (zie Figuur 7.47).



**Figuur 7.47** : Bescherming door een keramische deken en een gipsbeplating aan de binnenzijde van het compartiment

De staalplaat-betonvloer was 120 mm dik en bestond uit een 51 mm hoge, 1 mm dikke, Holorib staalplaat (HR51/150), beton van normaal gewicht en een stalen wapeningsnet. De zwaluwstaartvormige staalplaat had een gemeten treksterkte van  $327 \text{ N/mm}^2$ . Het gelaste A393 wapeningsnet (Figuur 7.48) bestond uit  $\varnothing 10 \text{ mm}$  geribde staven hart-op-hart 200 mm, met een nominale vloeigrens van  $500 \text{ N/mm}^2$ , die was gespecificeerd met behulp van de Baileymethode<sup>(3)</sup>, gebaseerd op een ontwerp met de parametrische brandkromme. Het wapeningsnet had een minimum overlappingslengte van 400 mm en werd bedekt met 40 mm dik beton. Het ontwerp van de betonmix (voor  $1 \text{ m}^3$ ) omvatte: 320 kg portlandcement, 918 kg 10 mm kalksteen, 691 kg scherp zand, 380 kg 6 mm kalksteen, 30 kg grijs (gerecycled) water en 142 kg koud water. Geen toevoegingen als luchtbelvormers werden in het betonmengsel gebruikt. De gemeten gemiddelde kubusdruksterkte van het beton was  $50 \text{ N/mm}^2$  op de dag van de test.



**Figuur 7.48** : Wapeningsnet en staalplaat voor betonstorten

Volledige samenwerking tussen de plaat en de liggers werd bereikt door middel van stiftdeuvels, van 19 mm diameter en 95 mm hoogte, geplaatst hart-op-hart 200 mm langs de liggers. Het voorschrift voor U-vormige wapeningstaven langs de omtrek van de plaat (zoals getoond in Figuur 7.48) is niet een speciaal voorschrift voor het ontwerp bij brand, maar was om een correcte detaillering van de wapening voor het kamertemperatuurontwerp te verzekeren. De U-staven hadden 10 mm diameter en waren geplaatst met 30 mm dekking tot de rand van de plaat, zoals getoond in Figuur 7.48.

## 7.4.2 Ontwerpbelastingen

De ontwerpbelasting was gebaseerd op een karakteristieke veranderlijke belasting van  $3,5 \text{ kN/m}^2$ , samen met een belasting door niet-dragende scheidingswanden van  $1,0 \text{ kN/m}^2$  en een belasting door installaties en plafond van  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . De partiële belastingfactoren gebruikt voor het buitengewone belastinggeval brand corresponderen met de waarden gegeven in de EN 1990 voor kantoorgebouwen. De resulterende aangebrachte belasting was  $3,25 \text{ kN/m}^2$ , zoals getoond in Tabel 7.3.

**Tabel 7.3** : *Ontwerpbelastingen*

Beschrijving	Karakteristieke belasting ( $\text{kN/m}^2$ )	Belastingfactor bij brand	Ontwerpbelasting bij brand $\text{kN/m}^2$
scheidingswanden	1,0	1,0	1,0
installaties en plafond	0,5	1,0	0,5
veranderlijke belasting	3,5	0,5	1,75
<b>Totaal</b>			<b>3,25</b>

De aangebrachte belasting werd gerealiseerd met 44 zandzakken (elk met een gewicht van 1 ton) gelijkmatig verdeeld over de vloerplaat, zoals getoond in Figuur 7.49a, een belasting gevend van  $3,25 \text{ kN/m}^2$ . Het eigen gewicht van de plaat, die 120 mm dik was, was berekend op  $2,90 \text{ kN/m}^2$ , zodat er een totale belasting was van  $6,15 \text{ kN/m}^2$ .



**Figuur 7.49** : (a) *Verticale statische belasting*, (b) *Houten kribben gebruikt voor de vuurbelasting*

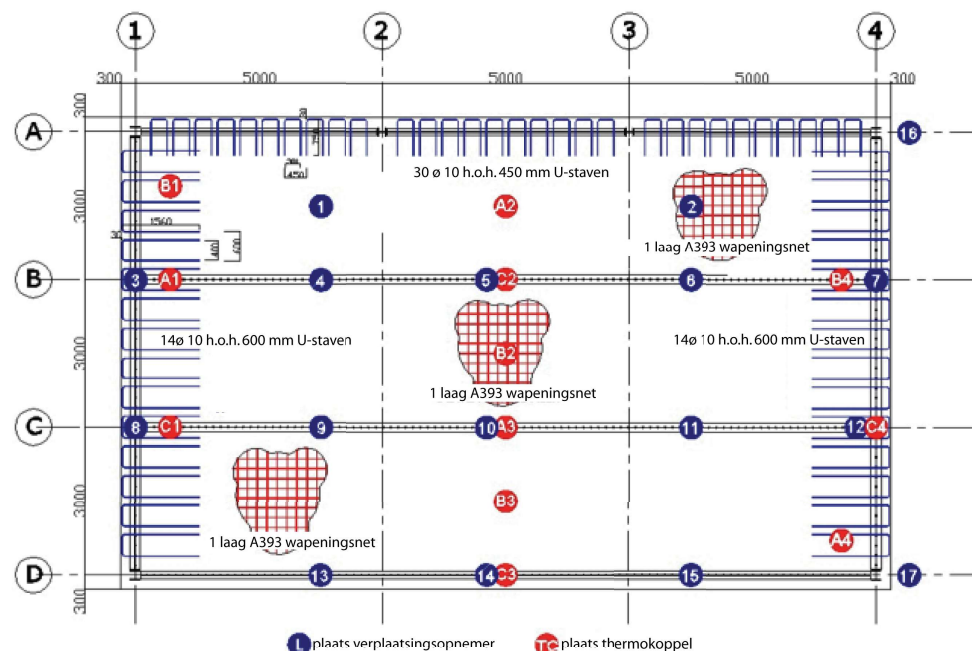
## 7.4.3 Ontwerp van de brand

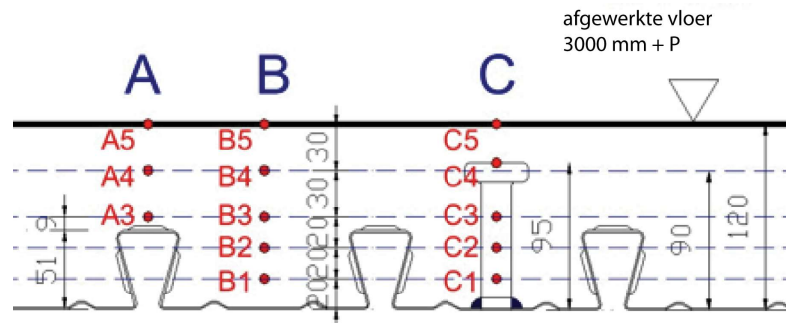
De natuurlijke brand was ontworpen met behulp van de parametrische temperatuur-tijd krommen in Annex A van EN 1991-1-2 en de Ozone Software. De vuurbelasting bestond uit 45 standaard houten kribben (1 m x 1 m x 0,5 m hoge),

opgebouwd door middel van 50 mm x 50 mm x 1000 mm houten balkjes, gelijkmatig verdeeld over het compartiment (Figuur 7.49b). De vuurbelasting was equivalent met 40 kg hout per vierkante meter vloeroppervlak. Onder aanname van een verbrandingswaarde van 17,5 MJ/kg voor hout, was de gespecificeerde vuurbelasting voor het geteste compartiment 700 MJ/m<sup>2</sup>. De gebruikte vuurbelasting was iets hoger dan de ontwerp vuurbelasting van 511 MJ/m<sup>2</sup> (80% fractielwaarde) gegeven in de EN 1991-1-2 voor kantoren. Elke houten kribbe was verbonden aan zijn buurman door een stalen UNP profiel, dat een poreuze vezelplaat bevatte. Ongeveer 30 minuten voor ontsteking werd 20 liter paraffine in de UNPs geegoten om een snelle brandontwikkeling binnen het compartiment te verzekeren.

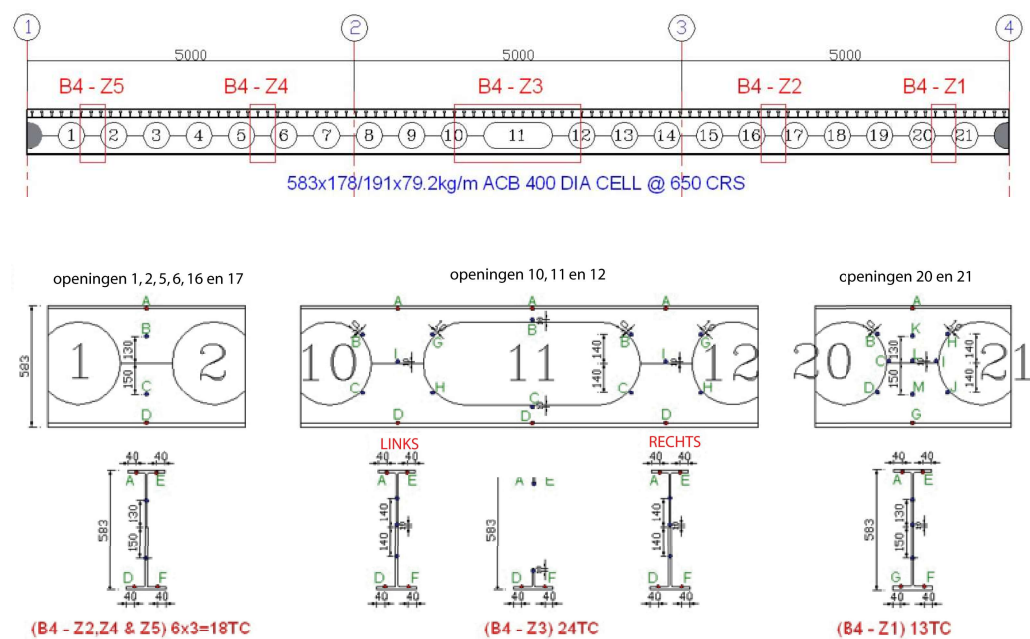
#### 7.4.4 Instrumentering

Uitgebreide instrumentering met meetinstrumenten was in het compartiment geplaatst om de omgevingstemperaturen te meten, de temperatuurverdeling over de staalplaat-betonvloer, de temperatuur van de beschermde en onbeschermde liggers met ronde gaten, en de verticale en horizontale verplaatsingen. De plaatsen waar de metingen gedaan werden worden getoond in Figuur 7.50 en Figuur 7.51. Een zelfstandige staalconstructie was gebouwd rondom het compartiment om een uitwendig frame te creëren ter referentie, waarmee een correcte meting van de verticale en horizontale verplaatsingen mogelijk was. Totaal 350 thermokoppels werden gebruikt om de temperaturen te volgen en totaal 17 opnemers werden gebruikt om de verschillende verplaatsingen te meten. De opnemers werden vastgemaakt aan het zelfstandig dragende uitwendig frame en werden geïsoleerd, waar vereist, om te verzekeren dat warmte-effecten op de opnemers geëlimineerd werden.





**Figuur 7.50** : Plaatsen van de meetposities voor doorbuigingen en temperaturen over de plaat.



**Figuur 7.51** : Plaatsen van thermokoppels op onbeschermd Ligger 4 (Stramien B)

### 7.4.5 Ligger-/plaatdoorbuiging

Onder brandcondities bestaat de doorbuiging van de onbeschermd, in langsrichting niet tegen uitzetting verhinderde, samenwerkende stalen liggers (Figuur 7.52) hoofdzakelijk uit twee delen; thermische kromming en mechanische doorbuiging. Doorbuiging als gevolg van thermische kromming is veroorzaakt door de niet-uniforme temperatuurverdeling over de stalen ligger en de daarmee verbonden staalplaat-betonvloer. De mechanische doorbuiging is het gevolg van de afname in stijfheid en sterkte van de constructiematerialen als functie van de temperatuuropenname. Bij lage temperaturen (minder dan 400 °C) is de doorbuiging van de ligger voornamelijk het gevolg van thermische kromming. Bij hogere temperaturen zal de mechanische doorbuiging dominant zijn en de doorbuiging sneller toenemen.



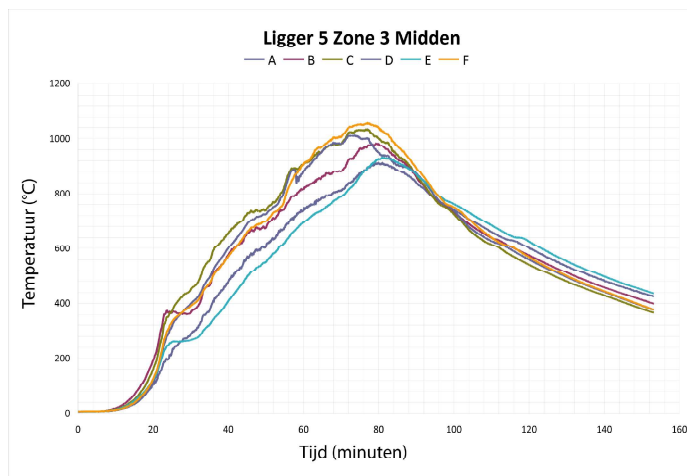
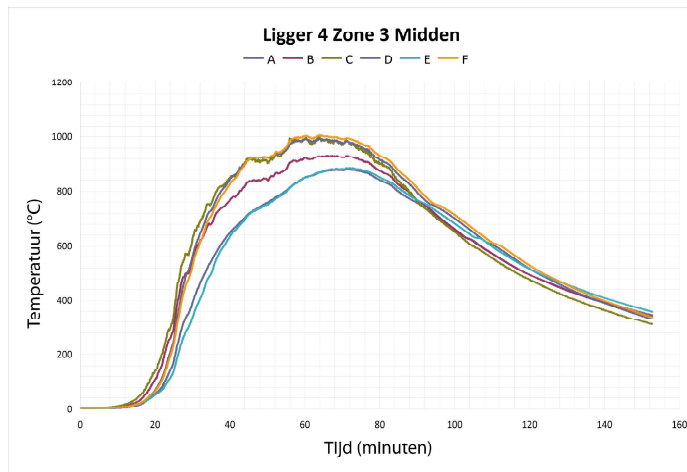


**Figuur 7.52** : *Ontwikkelde compartimentsbrand*

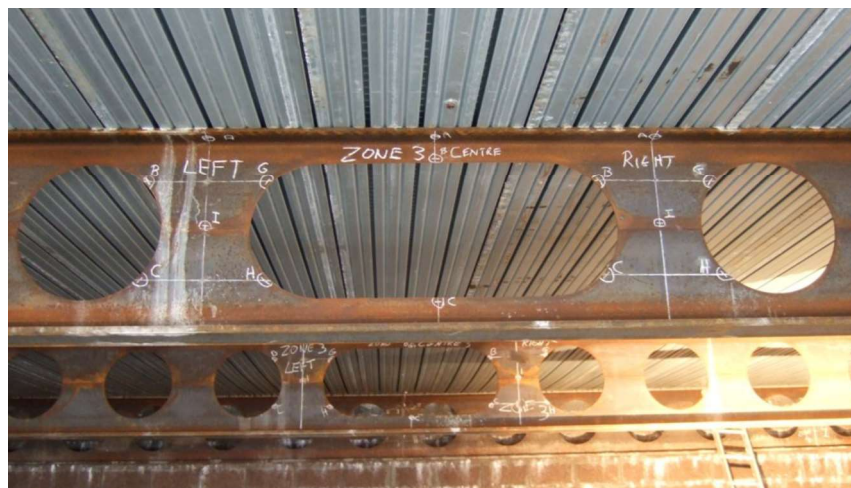


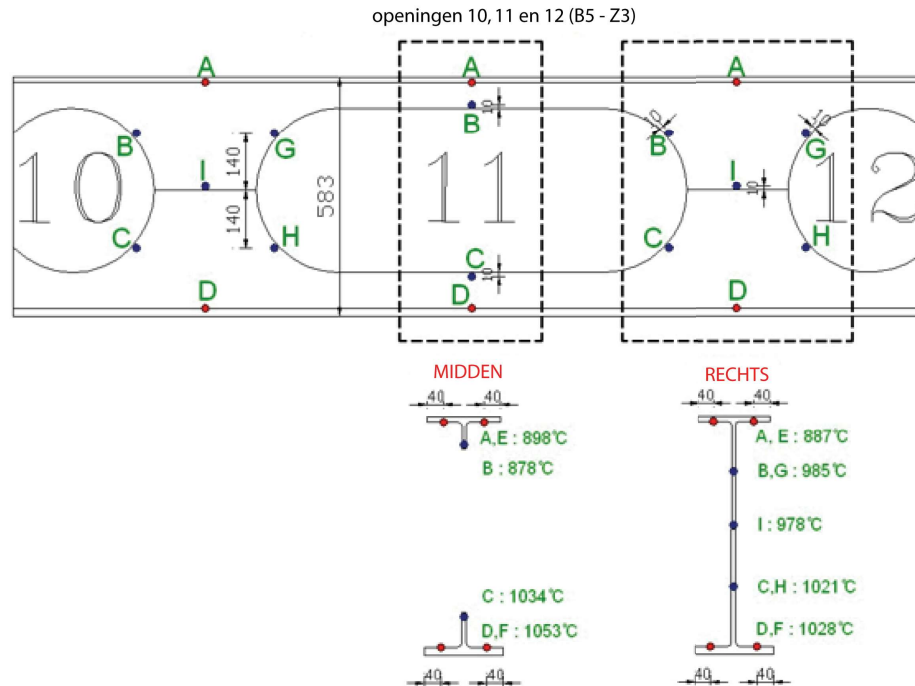
**Figuur 7.53** : *Doorbuiging van de plaat en de onbeschermd liggers na de brand.*

De maximum gemeten staaltemperatuur van 1053 °C trad op na 77 minuten bij het midden van de overspanning van Liggers 4 en 5 (Figuur 7.54). De maximum temperatuur trad op op de onderflens onder de verlengde opening van het lijf. Figuur 7.55 toont de temperatuurverdeling bij het kritische deel van de onbeschermd liggers met ronde gaten. Het is van belang op te merken dat de temperaturen niet-uniform zijn over het lijf ondanks de lange duur van de brand en dat de liggers onbeschermd zijn. De temperatuur van de bovenflens van de liggers is lager, zoals verwacht, als gevolg van de warmte-accumulerende effect van de bovengelegen betonplaat. Bij een maximum temperatuur van 1053 °C heeft het staal 97% van zijn sterkte en stijfheid verloren en draagt nog maar weinig bij aan de draagkracht van het vloersysteem.



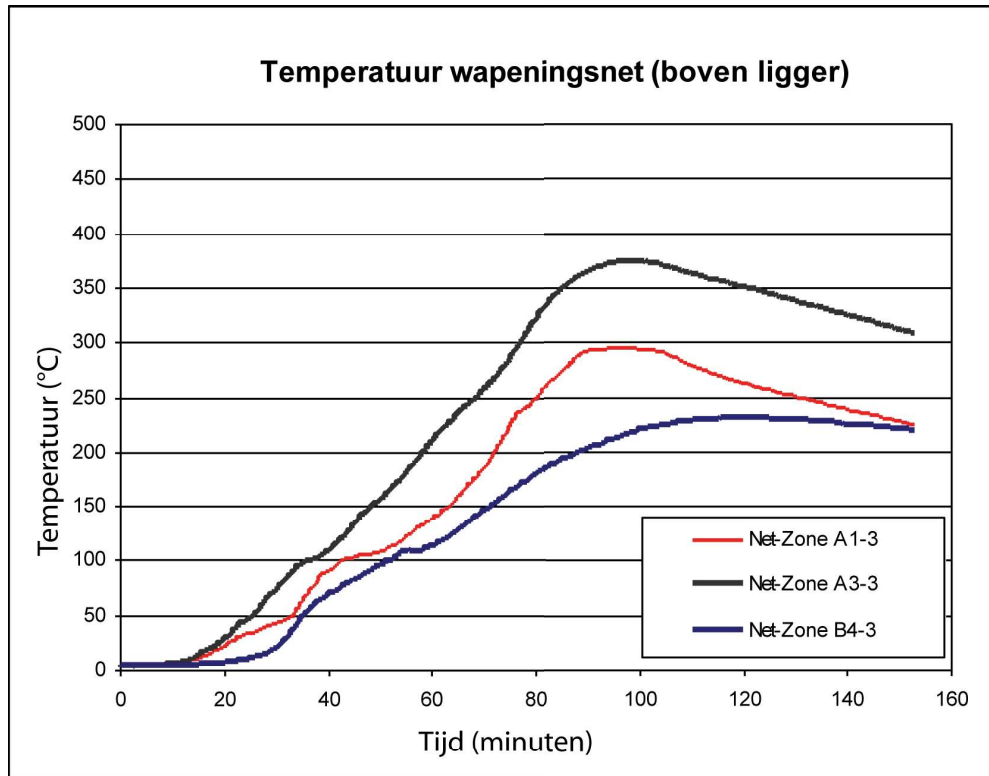
**Figuur 7.54** : Gemeten temperaturen in het midden van de overspanning van de onbeschermdeliggers



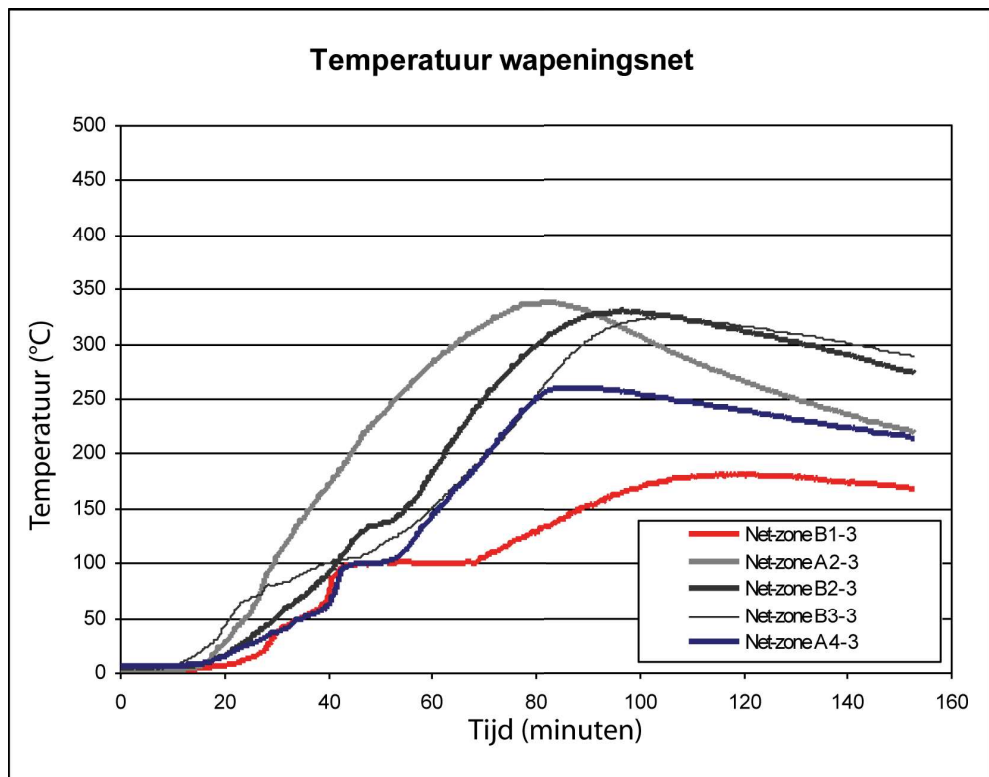


**Figuur 7.55** : Meetpunten van de temperaturen in de onbeschermed liggers.

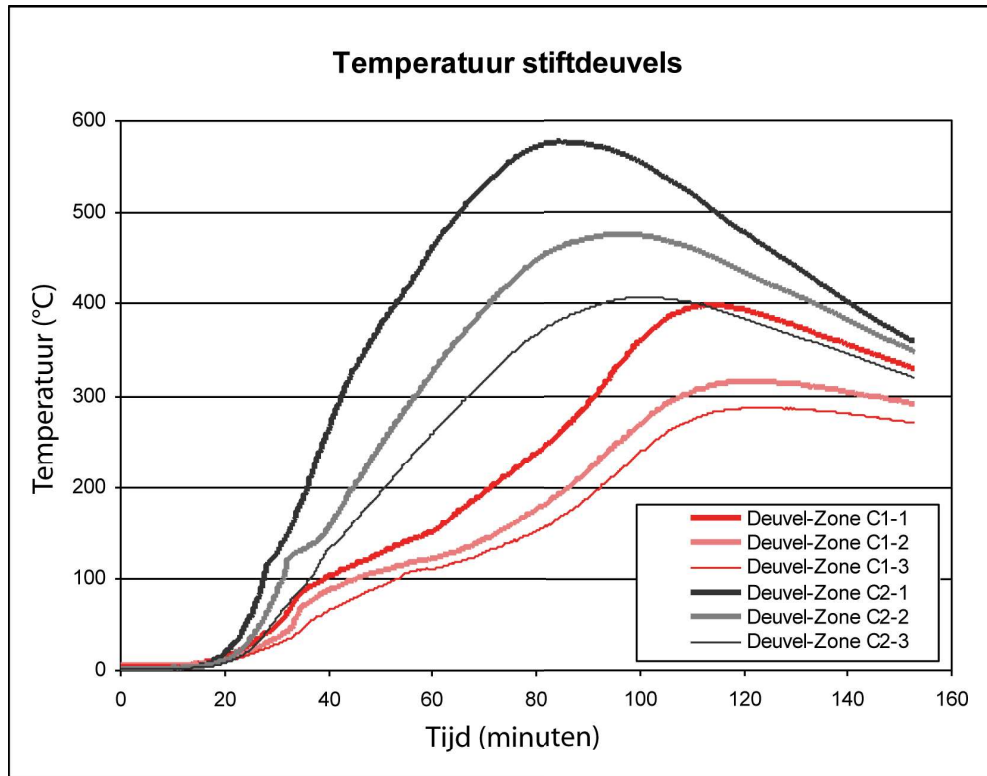
Met toenemende temperaturen van de onbeschermede liggers met ronde gaten (Figuur 7.53), werd waargenomen dat aanvankelijk plooiën van het lijf optrad. De samenwerking tussen de liggers met ronde gaten en de plaat voorkwam verdraaiing van de ligger als geheel. De tendens van de onderflens om in dwarsrichting te verplaatsen veroorzaakt buiging van het lijf van de ligger hetgeen de aanleiding is tot wegkippen, zoals getoond in Figuur 7.53. In dit stadium waren de temperaturen van het onbeschermede staal ongeveer 800 °C en alleen de bovenflens werd nog in staat geacht ondersteuning aan de plaat te geven door te werken als een kettinglijn (Figuur 7.53). De temperatuur van het wapeningsnet bereikte boven de liggers een maximum van 375 °C na 95 minuten, zoals getoond in Figuur 7.56, hetgeen al ruim in de afkoelingsfase van de brand was. Figuur 7.57 toont de maximum gemeten temperatuur van het wapeningsnet tussen de liggers, waar eveneens de maximum temperatuur optrad gedurende de afkoelingsfase van de brand. De temperatuur in de betonplaat blijft stijgen na het bereiken van de maximum omgevingstemperatuur, die optrad na 75 minuten. De gemeten temperaturen van de stiftdeuvels worden getoond in Figuur 7.58, waar de maximum temperatuur van 585 °C bereikt werd. Hoewel de temperatuur van de stiftdeuvels hoog is, reduceert de hoeveelheid van de over te dragen horizontale dwarskracht omdat de onbeschermede liggers toenemen in temperatuur en sterkte en stijfheid verliezen. Er was geen teken van verlies van samenwerking van de liggers waaruit opgemaakt kan worden dat de stiftdeuvels voldoende presteerden en de samenwerking tussen de plaat en de liggers gehandhaafd bleef gedurende de volledige duur van de test.



**Figuur 7.56** : Gemeten temperaturen van het wapeningsnet boven de liggers

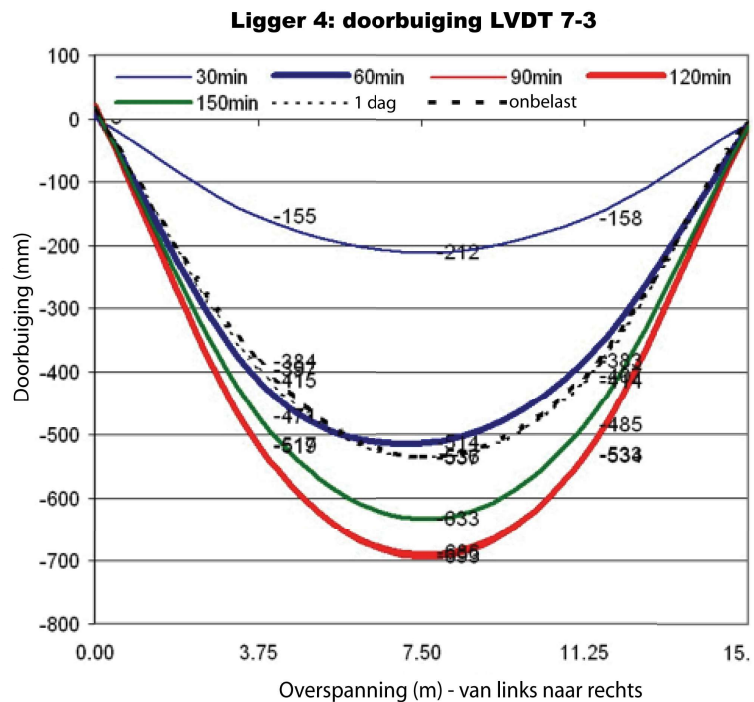


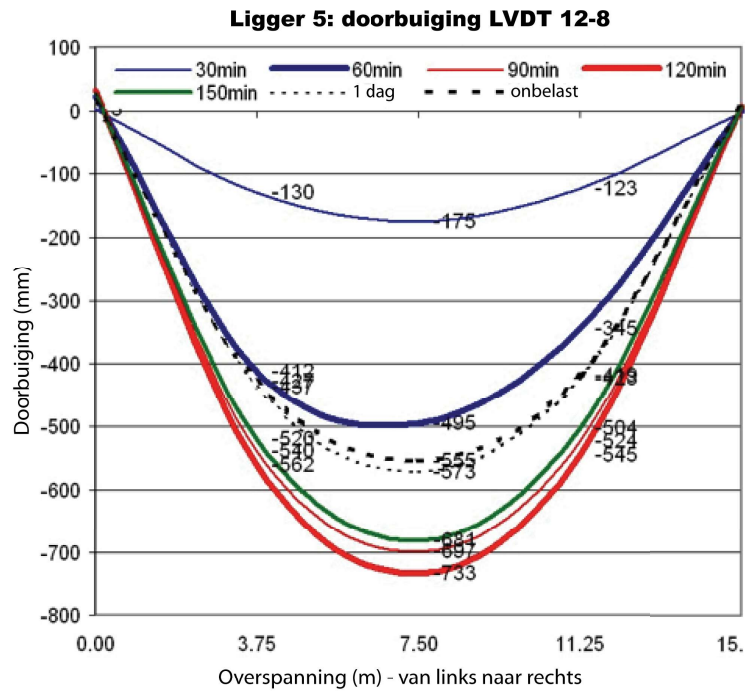
**Figuur 7.57** : Gemeten temperaturen van het wapeningsnet tussen de liggers



**Figuur 7.58** : Gemeten temperaturen van de stifdeuvels

De maximum gemeten doorbuiging van de plaat was 783 mm, hetgeen optrad na 112 minuten (Figuur 7.59), wat ruim in de afkoelingsfase van de brand is. Figuur 7.59 toont de verplaatsings-tijd kromme voor Liggers 4 en 5, gedurende de test en één dag na de test. Figuur 7.59 toont ook de doorbuiging na een maand toen de zandzakken verwijderd werden.





**Figuur 7.59** : Doorbuigingsprofiel gemeten op de plaat/ligger

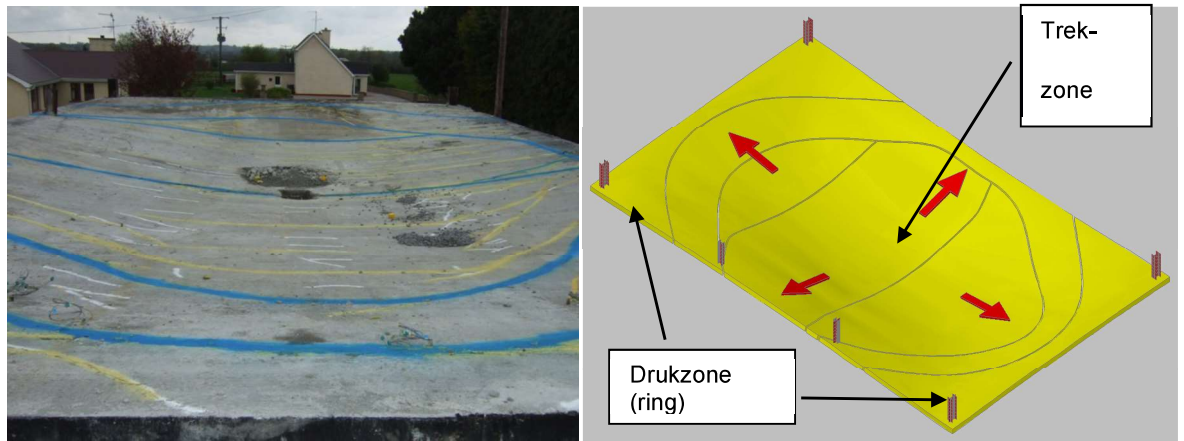
Het doorbuigingsprofiel van de vloerplaat, samen met de samenwerking tussen de liggers en de plaat, veroorzaakt een hoekverdraaiing van de bovenflens van de stalen ligger. Deze introduceerde een secundair moment in het liggerprofiel, dat samen met de verticale dwarskracht leidde tot kippen van de liggers met ronde gaten. Hierbij vervormde het onderste T-stuk in dwarsrichting uit zijn oorspronkelijke vlak. In deze fase werd de belasting hoofdzakelijk gedragen door membraanwerking van de vloerplaat, overeenkomstig de fundamentele principes van de ontwerpmethode van Bailey.

Men kan zien dat de onbeschermden liggers met ronde gaten op effectieve wijze kabelwerking gingen vertonen, waarbij enkel het bovenste T-stuk bijdroeg aan het opnemen van de belasting. Plooiën van het lijf, dat vrij algemeen is waargenomen in afzonderlijke brandproeven op kleine schaal, trad op rond de eerste opening in de ligger waar de totale verplaatsingen beperkt zijn.

#### 7.4.6 Membraanwerking in de vloerplaten

De staalplaat bereikte temperaturen hoger dan 900 °C en er werd waargenomen dat deze los gekomen was van het beton in de meest oppervlakken. Bij een temperatuur van 900 °C had de staalplaat 94% verloren van zijn sterkte en daarom droeg die, in samenhang met de onthechting, niet significant bij aan de totale sterkte van de vloerplaat op het punt van de maximale blootstelling aan brand. Dit correspondeert met de ontwerpaanname door Bailey waarbij de bijdrage van de staalplaat verwaarloosd wordt in de berekening van de draagkracht van de plaat. Het is echter van belang op te merken dat de staalplaat een gunstig effect heeft op het reduceren van de consequentie van afsputten van beton omdat ze waarborgt dat afgespat/gescheurd beton op zijn plaats blijft, vooropgesteld dat de staalplaat niet significant onthecht en een grote spleet tussen de staalplaat en het beton veroorzaakt. In de test trad een grote scheur op over de korte overspanning van de

vloerplaat (Figuur 7.60) in overeenstemming met de eerdere waarnemingen van membraanwerking in de testen.



**Figuur 7.60** . Scheurpatroon dat het gedrag van de plaat weergeeft

De ondersteunde betonplaat werd niet horizontaal verhinderd rondom zijn omtrek en de ondersteunende beschermde liggers op de omtrek behielden hun draagkracht en werden onderworpen aan kleine verticale verplaatsingen. Dit maakte het mogelijk om membraankrachten te ontwikkelen met trekkrachten in het vlak in het centrale gebied van de plaat en evenwicht makende drukkrachten in het vlak van de plaat rondom zijn omtrek (Figuur 7.60). Dit gedrag is analoog met een fietswiel; de spaken vertegenwoordigen de trekmembraankracht, en de velg de drukmembraankracht.

#### 7.4.7 Conclusies

De vloerplaat presteerde uitzonderlijk goed bij het dragen van de aangebrachte belasting gedurende de test en onderstreepte de inherente sterkte van het systeem als gevolg van membraanwerking van de vloerplaat. Gebaseerd op de gemeten data werd duidelijk dat de wapening in de centrale zone van de plaat onderworpen werd aan trekkrachten waarbij een elliptisch, parabolisch trekgrid gevormd wordt dat verankerd is aan een betonnen drukring die zich rondom de omtrek van de plaat vormt. Als gevolg van membraanwerking is de aanwezigheid van kinderbalken om de plaat te ondersteunen niet benodigd in de brandsituatie en kunnen deze liggers onbeschermd gelaten worden.

In termen van de prestatie van de onbeschermd gelaten liggers met ronde gaten kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

1. Als gevolg van de samenwerking van de ondersteunende liggers met ronde gaten en de plaat, was kippen van de liggers met ronde gaten het overheersende constructieve bezwijkmechanisme in plaats van plooiën van het lijf of het Vierendeel mechanisme dat in het algemeen waargenomen werd in kleine-schaal brandproeven op liggers met ronde gaten.

2. Vanaf de tijd dat kippen optrad droeg alleen het bovenste T-stuk van de liggers met ronde gaten bij aan de draagkracht van de vloerplaat door middel van kabelwerking.
3. De liggers met ronde gaten hadden geen effect op het membraangedrag van de vloerplaat, die het klassieke gedrag vertoonde zoals beschreven in Bailey's ontwerpmethode en de belasting gedurende de test droeg.

De metselwerk wand die de begrenzing van het compartiment vormde behield zijn integriteit ondanks een significante thermische gradiënt over de wand en substantiële vervorming in dwarsrichting. Verder presteerden alle verbindingen (weliswaar beschermd) erg goed en vertoonden geen tekenen van bezwijken.



## 8 NUMERIEKE PARAMETERSTUDIES

### 8.1 Toepassingsgebied

De standaardbrandtest op ware grootte heeft nogmaals de uitzonderlijke prestatie bevestigd van het staalplaat-betonvloersysteem als gevolg van de aanwezigheid van trek-membraankrachten in de plaat zoals waargenomen en beschreven door Bailey & Moore<sup>(12,13)</sup>. Desalniettemin is het nog nodig de verificatie van de eenvoudige ontwerpmethodode uit te breiden over zijn volledige toepassingsdomein. Met de huidige kennis in fire safety engineering kan een dergelijke verificatie worden bereikt door middel van een numerieke parameterstudie op basis van geavanceerde berekeningsmodellen, waarin diverse specifieke aspecten, zoals de doorbuigingslimiet van de vloer en uitzetting van het wapeningstaal gemakkelijk kunnen worden gecontroleerd. Vóórdat echter de parameterstudie in dit project was uitgevoerd, moest het geavanceerde, numerieke model gevalideerd worden met de brandproef.

### 8.2 Verificatie van het numerieke model ANSYS met de FRACOF test

#### 8.2.1 Algemeen

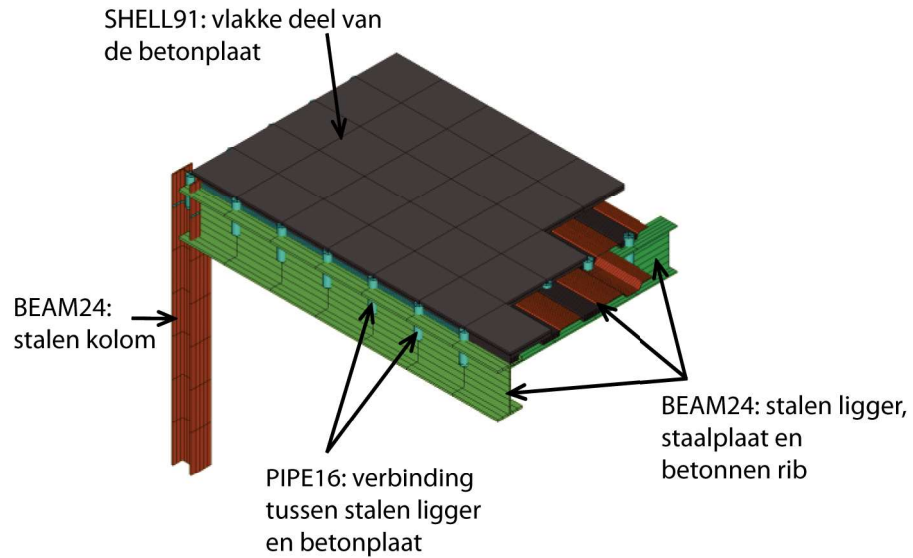
Om met een geldig numeriek model het brandgedrag van staalplaat-betonvloeren te kunnen simuleren, werd een numerieke studie uitgevoerd van de ware grootte brandproef beschreven in Hoofdstuk 7, gebruik makend van het computer-softwarepakket ANSYS. Het numerieke model bestond uit twee verschillende delen, een voor de warmte-overdrachtsanalyse en een voor de constructieve analyse.

#### 8.2.2 Constructieve Analyse

De constructieve analyse was gebaseerd op een hybride constructief model dat het volgende in rekening bracht: de stalen liggers; de staalplaat; de betonribben en het stalen wapeningsnet (zie Figuur 8.1). In dit constructieve model werden de volgende drie typen eindige elementen gebruikt:

- 3D niet-lineair lijnelement - BEAM24,
- 3D niet-lineair meerlaags schaalement - SHELL91
- 3D lineair lijnelement – PIPE16.

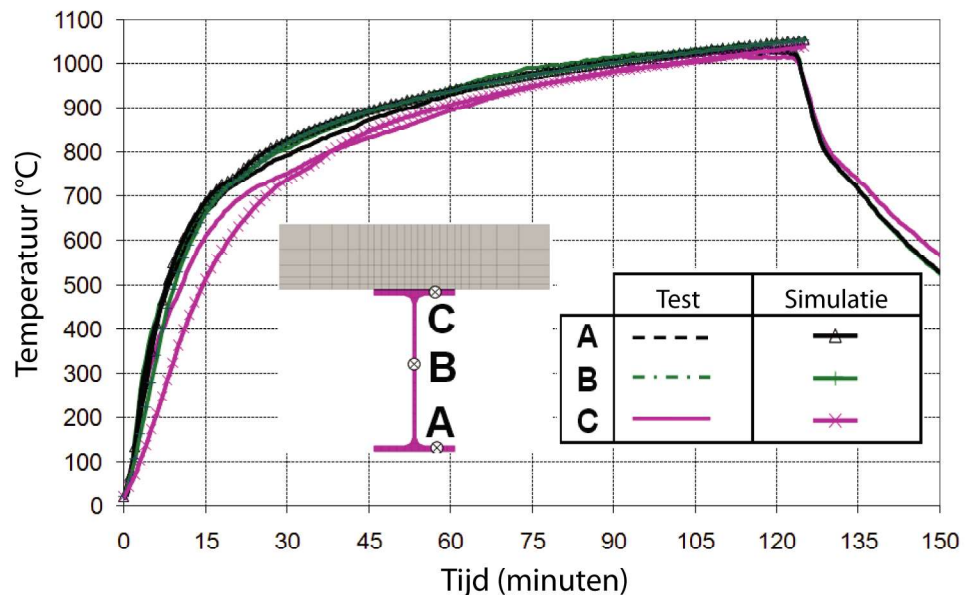
De staalplaat-betonvloer werd gerepresenteerd door schaalementen voor het vlakke deel van de staalplaat-betonvloer en voor het stalen wapeningsnet. Ligger-kolom elementen werden gebruikt voor de staalementen, de staalplaat en de ribben van de staalplaat-betonvloer. Verbandingselementen werden gebruikt voor de afschuifverbindingen tussen de stalen liggers en de staalplaat-betonvloer.



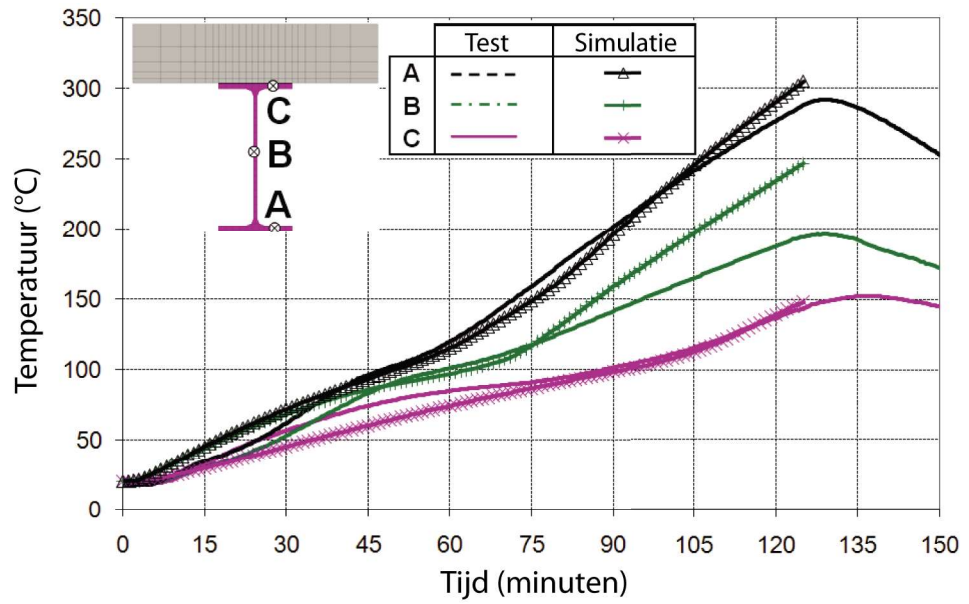
**Figuur 8.1** Detail van de constructieve modellering

### 8.2.3 Warmte-overdrachtsanalyse

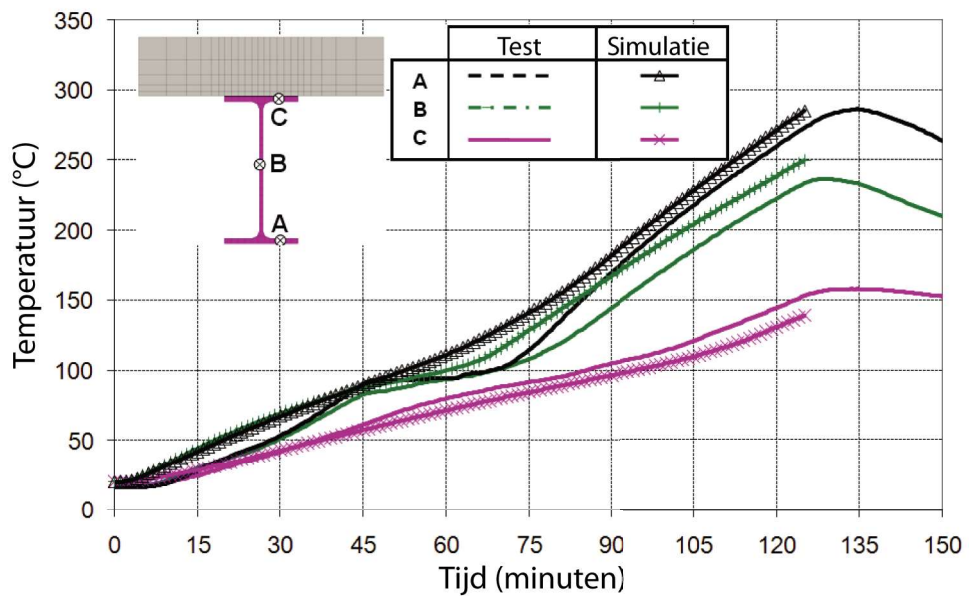
In de warmte-overdrachtsanalyse werd de opwarming van alle constructieve elementen voorspeld met behulp van 2D modellen gebruik makend van de typische doorsnede van elk constructieve element. Omdat de validatie van het numerieke model hoofdzakelijk betrekking heeft op het constructieve gedrag, werden de thermische eigenschappen van het isolatiemateriaal aangepast om de opwarming van de beschermde staelementen gemeten gedurende de brandproef te simuleren. Voor de staal- en betonelementen zijn hun thermische eigenschappen zoals gegeven in EN 1994-1-2<sup>(33)</sup>. Een vergelijking van de berekende temperaturen met de temperaturen in de test is voor verschillende constructieve elementen geïllustreerd in Figuur 8.2 tot Figuur 8.5.



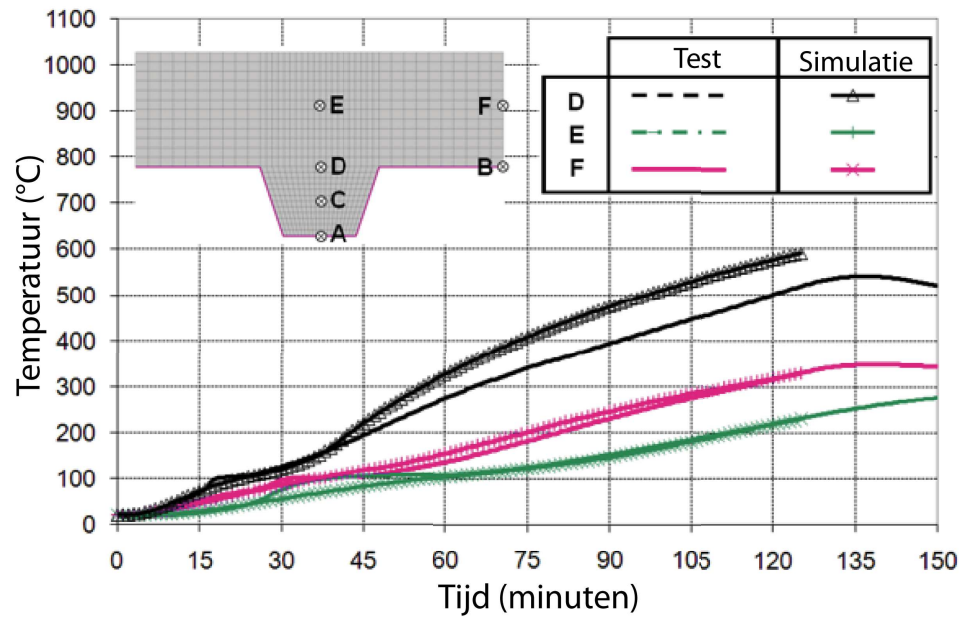
**Figuur 8.2** Temperatuurvergelijking tussen de test en de numerieke berekening - onbeschermd stalen liggers



**Figuur 8.3** *Temperatuurvergelijking tussen de test en de numerieke berekening - Beschermdde kinderbalken*



**Figuur 8.4** *Temperatuurvergelijking tussen de test en de numerieke berekening - Beschermdde hoofdliggers*

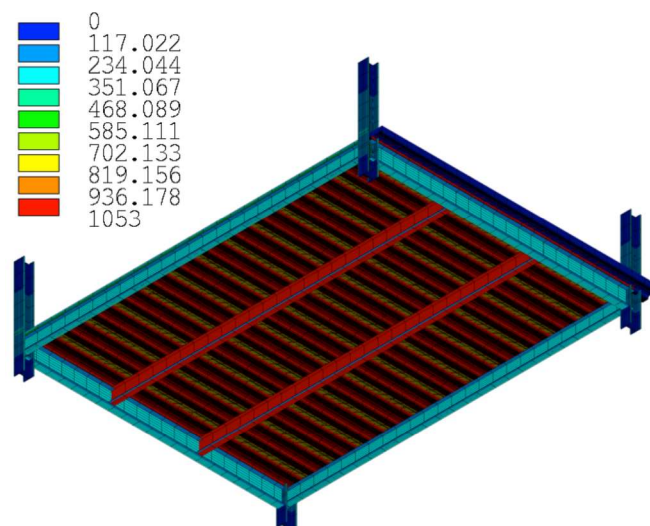


**Figuur 8.5** *Temperatuurvergelijking tussen de test en de numerieke berekening - staalplaat-betonvloer*

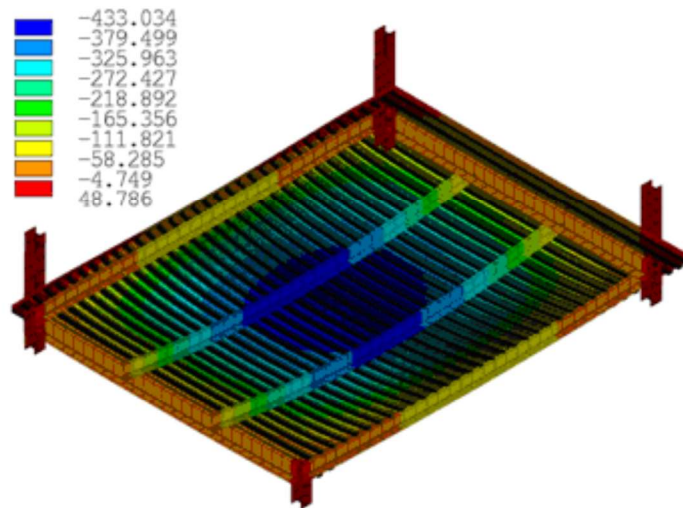
### 8.2.4 Mechanische gedrag van de constructieve elementen

Het constructieve gedrag van de vloer werd geanalyseerd op basis van de temperaturen gegeven door het warmte-overdrachtsmodel en het constructieve model getoond in Figuur 8.1.

Er kan uit dit model eenvoudig worden waargenomen dat het centrale deel van de vloer veel meer opgewarmd werd dan de constructieve elementen aan de rand. Het gesimuleerde constructieve gedrag van de vloer is getoond in Figuur 8.7, dat de uitbuigingsvorm geeft zoals voorspeld door het numerieke model na 120 minuten blootstelling aan de standaard temperatuur-tijd kromme.

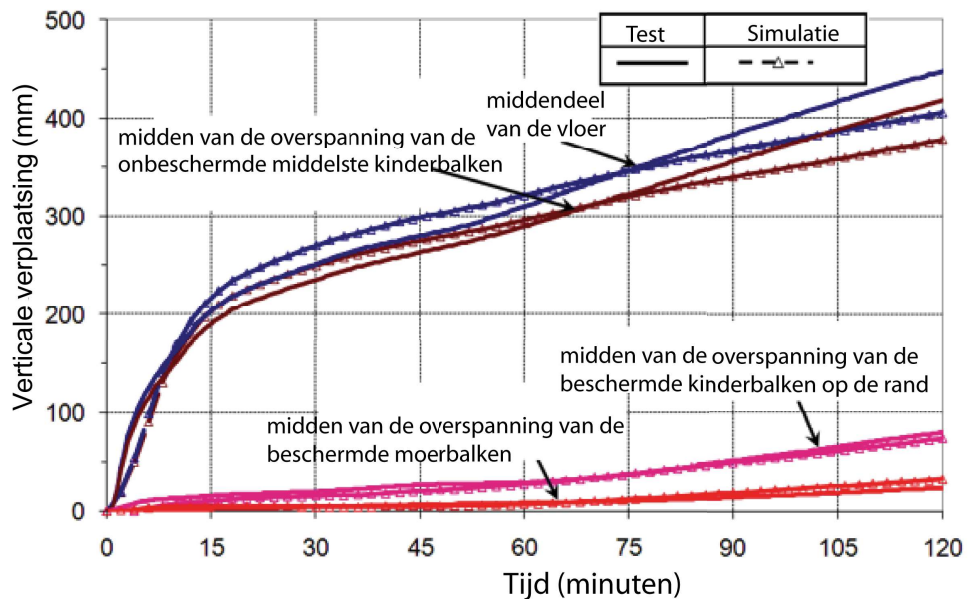


**Figuur 8.6** *Globale constructieve model en temperatuurverdeling behorend bij 120 minuten standaardbrand*



**Figuur 8.7** Gesimuleerde uitbuigingsvorm van de vloer

Een vergelijking tussen de verticale verplaatsing van de vloer berekend met het numerieke model en de gemeten verplaatsingen van het testproefstuk is getoond in Figuur 8.8. Er kan in het algemeen worden waargenomen dat de resultaten van de numerieke modellering erg dicht liggen bij de experimentele. Er treedt echter een kleine discrepantie op in de doorbuiging van de onbeschermden liggers na 50 minuten, resulterend in enige divergentie tussen de gemeten doorbuigingen en die voorspeld door de numerieke analyse. Dit fenomeen werd toegeschreven aan het verlies van continuïteit in het wapeningsnet gedurende de test, hetgeen resulteerde in een hogere waarde van de doorbuiging voor de onbeschermden liggers. Ondanks dit kleine verschil werd de geldigheid van het numerieke model gedemonstreerd, evenals zijn capaciteit het brandgedrag te voorspellen.



**Figuur 8.8** Vergelijking van de voorspelde doorbuiging van de vloer gemeten gedurende de opwarmingsperiode van de test

## 8.3 Verificatie van het numerieke model SAFIR met brandproeven

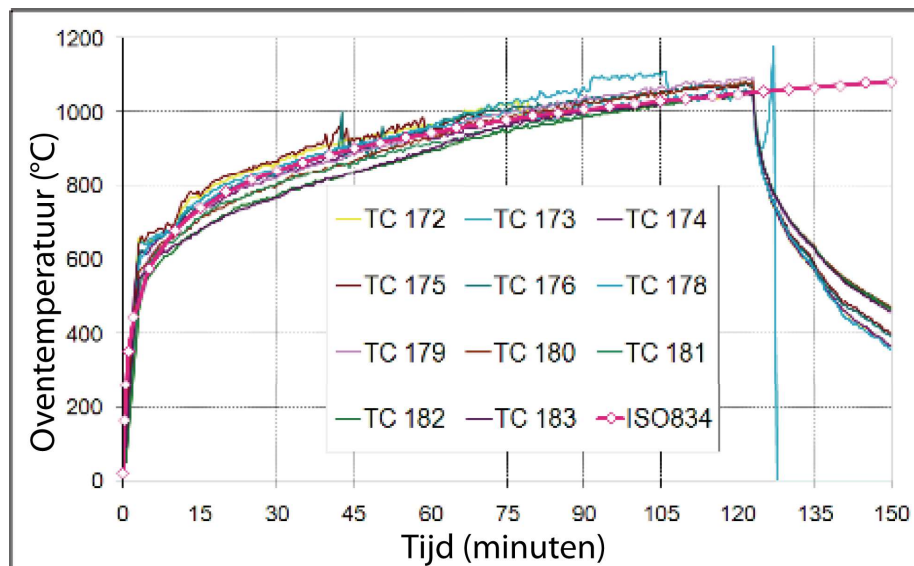
### 8.3.1 Algemeen

Om een geldig numerieke model te verkrijgen om het gedrag van staalplaat-betonvloeren bij brand te simuleren, werd een numerieke studie uitgevoerd van de brandproef op ware grootte beschreven in Hoofdstuk 7, gebruik makend van het computer-softwarepakket SAFIR. Het numerieke model bestond uit twee verschillende delen, een voor de warmte-overdrachtsanalyse en een voor de constructieve analyse.

### 8.3.2 SAFIR versus de FRACOF test

#### 8.3.2.1 Brandbelasting

Bij de Fracof test werd de vloer blootgesteld aan de ISO standaardbrand met behulp van een standaardbrand-testoven. De gemeten temperaturen op de verschillende plaatsen in de oven tonen aan dat de ISO standaardbrandkromme nauwkeurig gevolgd is, zie Figuur 8.9.



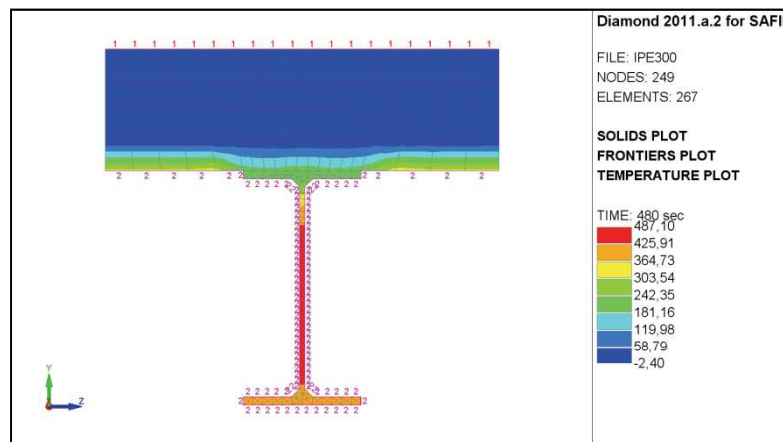
**Figuur 8.9** : *Vergelijking tussen gemeten brandkrommen in het compartiment en de ISO-834 standaardbrandkromme*

#### 8.3.2.2 Thermische analyses: Numerieke modellen en belangrijkste resultaten

De software SAFIR werd gebruikt voor de thermische analyse van de staalprofielen en van de plaat. Voor de berekening van de temperaturen in de constructie werd de ISO-834 standaardbrandkromme toegepast bij de begrenzingen van de betonplaat en bij de onbeschermden staalprofielen, terwijl voor de thermisch beschermde profielen de temperaturen gemeten op het staalprofiel werden gebruikt (teneinde alle onzekerheden over de thermische eigenschappen en mogelijke constructieve defecten van het isolatiemateriaal te elimineren).

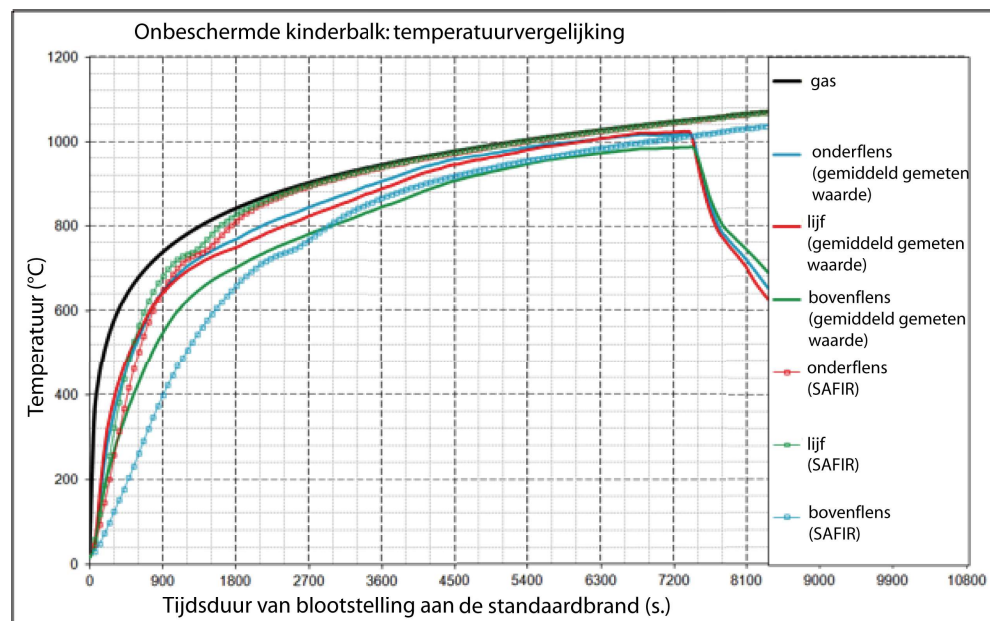
Met betrekking tot de onbeschermden kinderbalken, is de betonplaat gemodelleerd om rekening te kunnen houden met zijn warmte-absorptiecapaciteit. Dit beton boven de bovenflens van het staalprofiel is alleen beschouwd bij de thermische analyse en heeft geen mechanische weerstand (omdat dit beton afzonderlijk gemodelleerd zal worden door de schaalementen). De onderflens, de twee zijden van de profielen en de onderzijde van de plaat worden onderworpen aan de ISO

standaardbrand terwijl de bovenzijde van de plaat in contact blijft met lucht van 20 °C gedurende alle berekeningen, zie Figuur 8.10.



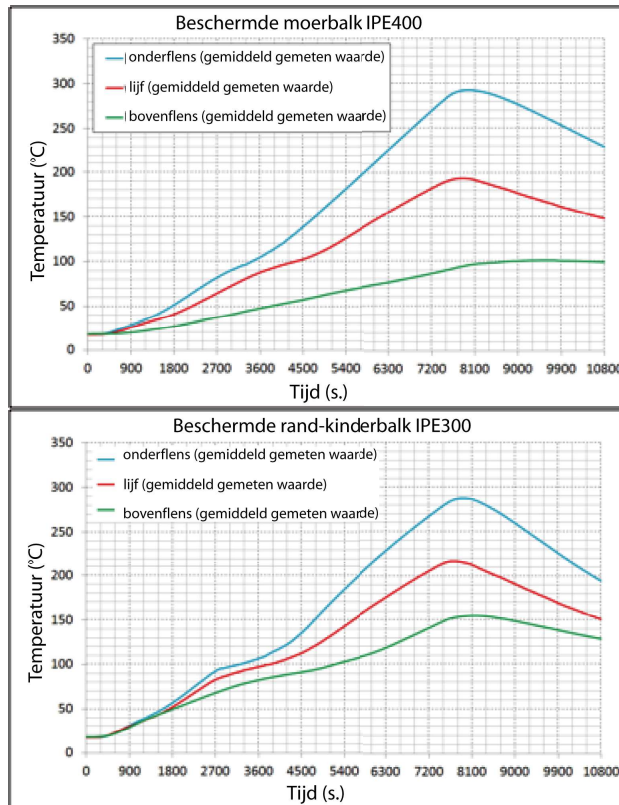
**Figuur 8.10** : Blootstelling van de onbeschermd kinderbalk aan brand

De berekende resultaten in de onderflens, het lijf en de bovenflens van deze profielen zijn in Figuur 8.11 vergeleken met de gemeten data. De berekende temperaturen komen goed overeen met de gemeten temperaturen.



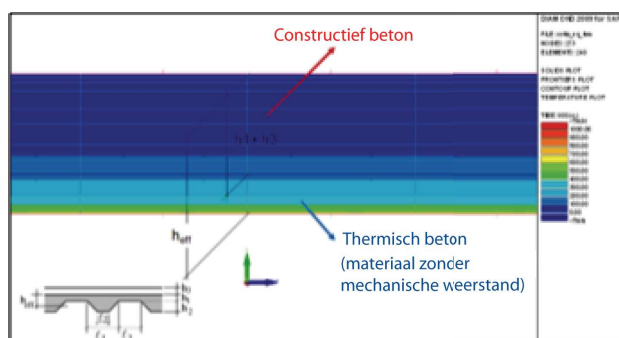
**Figuur 8.11** : Vergelijking tussen de berekende en de gemeten temperaturen in de onbeschermd kinderbalken

Figuur 8.12 toont de temperaturen gemeten in de onderflens, in het lijf en in de bovenflens van de beschermd profielen.



**Figuur 8.12** : Gemeten temperaturen in de beschermde IPE400 ligger (boven) en in de beschermde IPE300 ligger (onder)

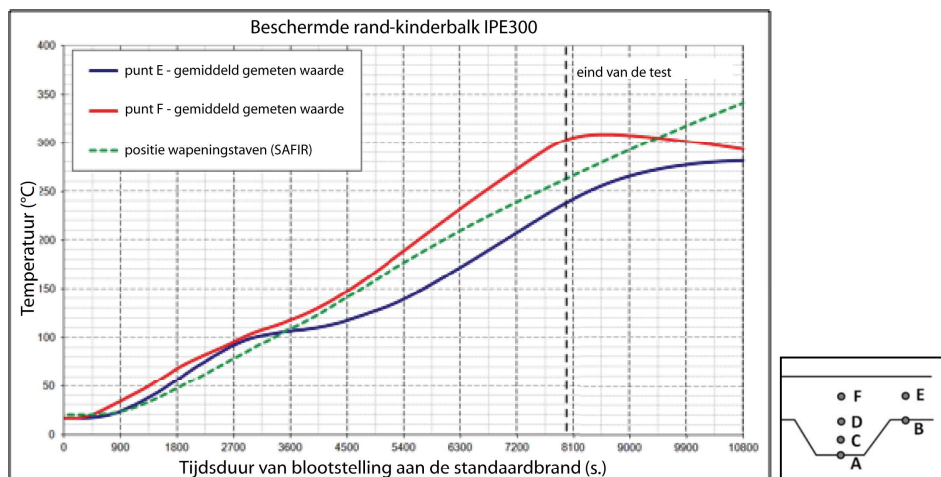
Voor de thermische analyse in de plaat, werd het model van de effectieve plaatdikte gebruikt zoals gedefinieerd in Eurocode EN 1994-1-2. De ribben van 58 mm en de betonlaag van 97 mm boven de ribben worden vervangen door een vlakke plaat met een effectieve dikte van 120 mm, zie Figuur 8.13. De plaat is onderworpen aan brand aan zijn onderzijde terwijl de bovenzijde in contact blijft met lucht van 20 °C. De hoogte die beschouwd moet worden bij de mechanische berekeningen is de betonhoogte boven de staalplaat.



**Figuur 8.13** : Effectieve dikteberekening voor thermische analyse van de plaat

In Figuur 8.14a worden de berekende temperaturen vergeleken met de gemiddelde gemeten temperaturen in de plaat boven de ribbe. Punt E en punt F corresponderen met de plaats van de stalen wapeningstaven, zie Figuur 8.14b.



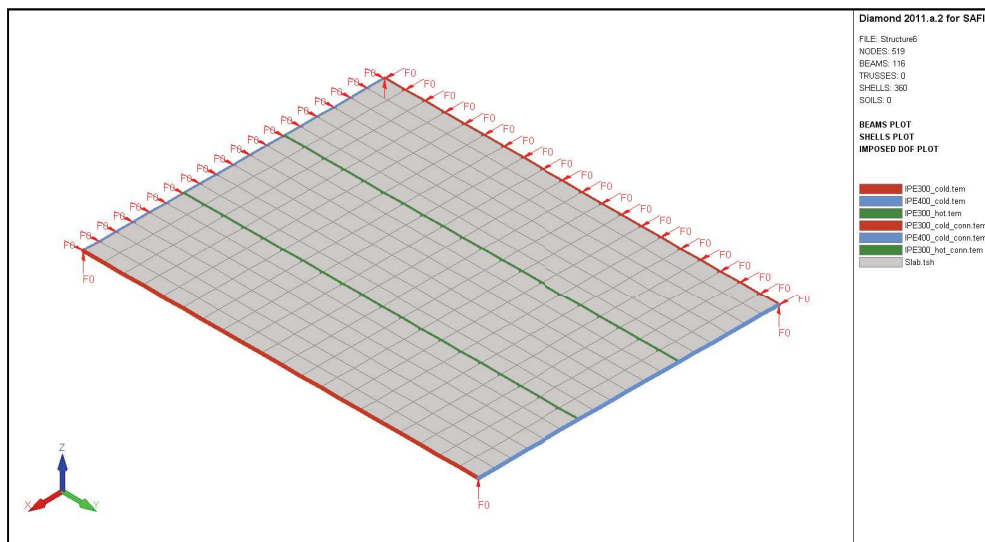


**Figuur 8.14** : a) *Vergelijking tussen gemeten en berekende temperaturen met effectieve plaatdikte (links), b) Positie van de thermokoppels in de plaat (rechts)*

De temperaturen in de stalen wapeningstaven en in de plaat worden goed benaderd door de numerieke resultaten met het model met de effectieve dikte.

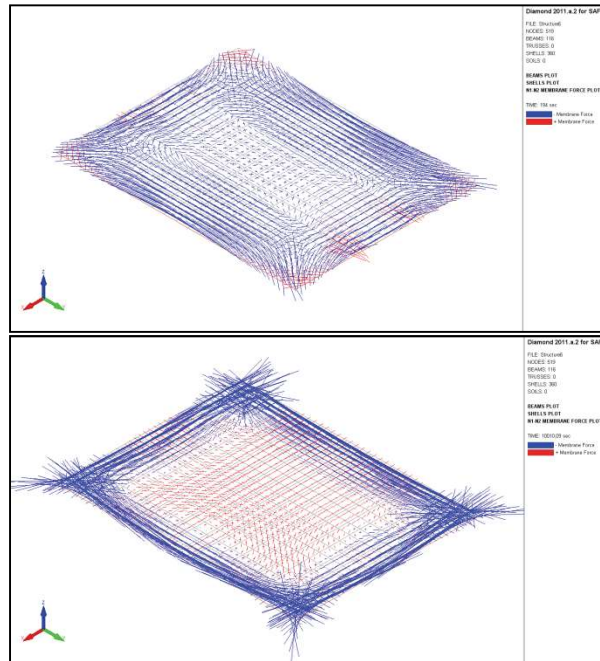
### 8.3.2.3 Constructieve analyse

Een eindige elementenmodel (EEM) werd gebouwd met de SAFIR software. De constructie wordt gemodelleerd met BEAM elementen voor de liggers en SHELL elementen voor de plaat. De randliggers zijn vrij opgelegd op de kolommen zoals weergegeven in Figuur 8.15. De plaat wordt axiaal vastgehouden op twee zijden om de continuïteitsconditie van de staalplaat-betonvloer te simuleren.



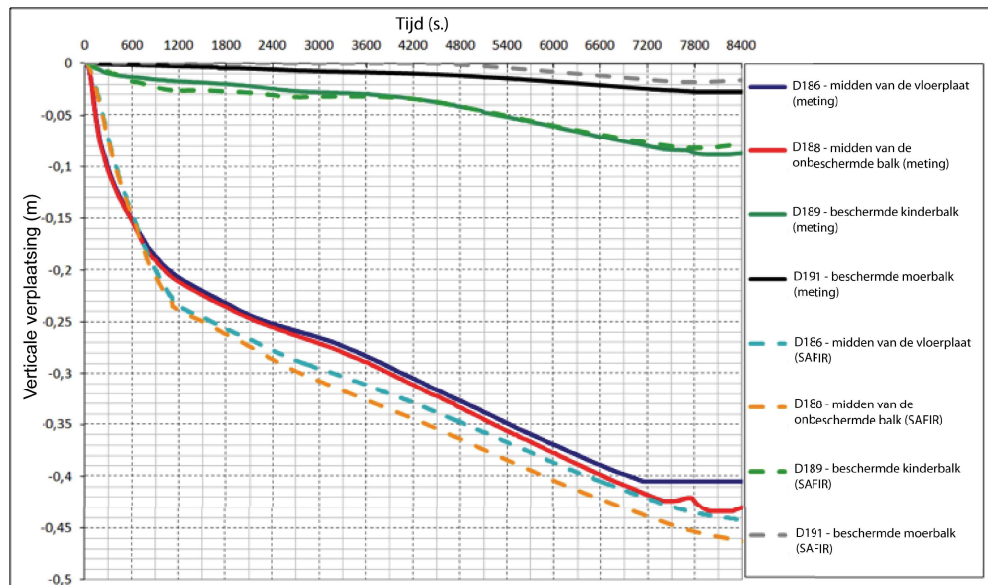
**Figuur 8.15** : *Constructieve analysemodel*

Het constructieve gedrag bij kamertemperatuur is een buigingsmodel, terwijl gedurende de brand membraankrachten ontwikkelen. De membraankrachten bij kamer- en hoge temperaturen zijn te zien in Figuur 8.16.



**Figuur 8.16 :** *Vergelijking tussen buiging (boven) en trekmembraanwerking (onder): membraankrachten in de plaat*

Tot slot is de vergelijking tussen de gemeten doorbuigingen en de doorbuigingen berekend met dit EEM model getoond in Figuur 8.17.



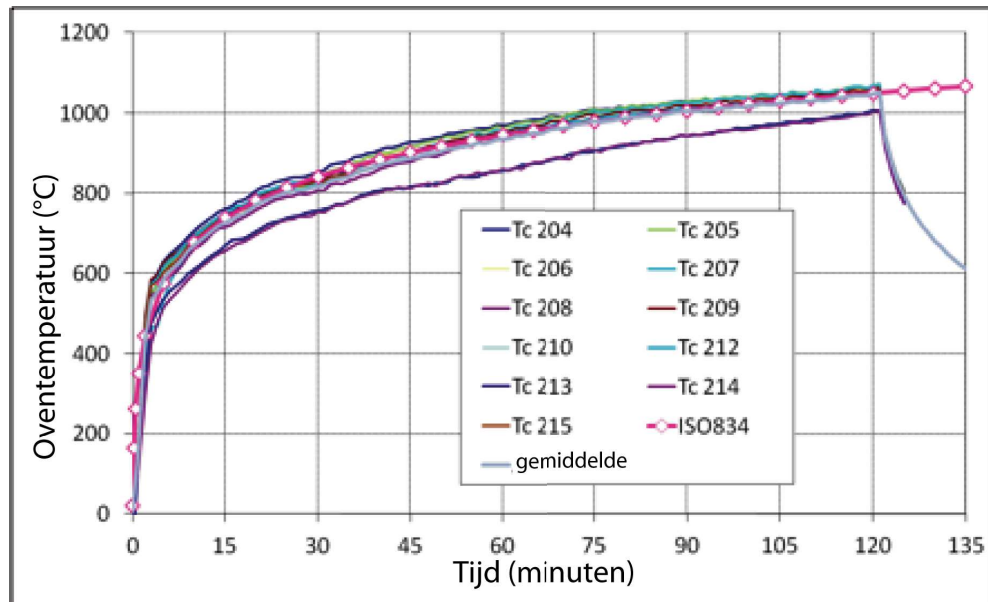
**Figuur 8.17 :** *Vergelijking tussen experimentele en numerieke resultaten van de verticale verplaatsingen*

Er is een erg goede correlatie tussen de resultaten van het EEM model en het werkelijke gedrag gedurende de test. Dit lijkt de vereenvoudingen die zijn geïntroduceerd te valideren, zoals het feit dat de stijfheid van de kolommen bij buiging verwaarloosd is en het feit dat de geribde plaat gemodelleerd is door een equivalente vlakke plaat. Er moet nog vermeld worden dat de simulatie van het constructiegedrag gemaakt is met de gemeten waarden van de materiaaleigenschappen.

### 8.3.3 SAFIR versus de Cossfireproef

#### 8.3.3.1 Brandbelasting

Bij de Cossfireproef werd de vloer blootgesteld aan de ISO standaardbrand met behulp van een standaardbrand-testoven. De gemeten temperaturen op de verschillende plaatsen in de oven tonen aan dat de ISO standaardbrandkromme nauwkeurig gevolgd is, zie Figuur 8.18.

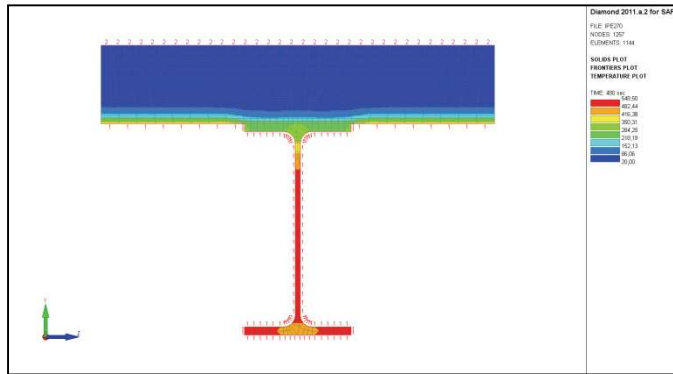


**Figuur 8.18** : *Vergelijking tussen gemeten brandkrommen in het compartiment en de ISO-834 standaardbrandkromme*

#### 8.3.3.2 Thermische analyses: Numerieke modellen en belangrijkste resultaten

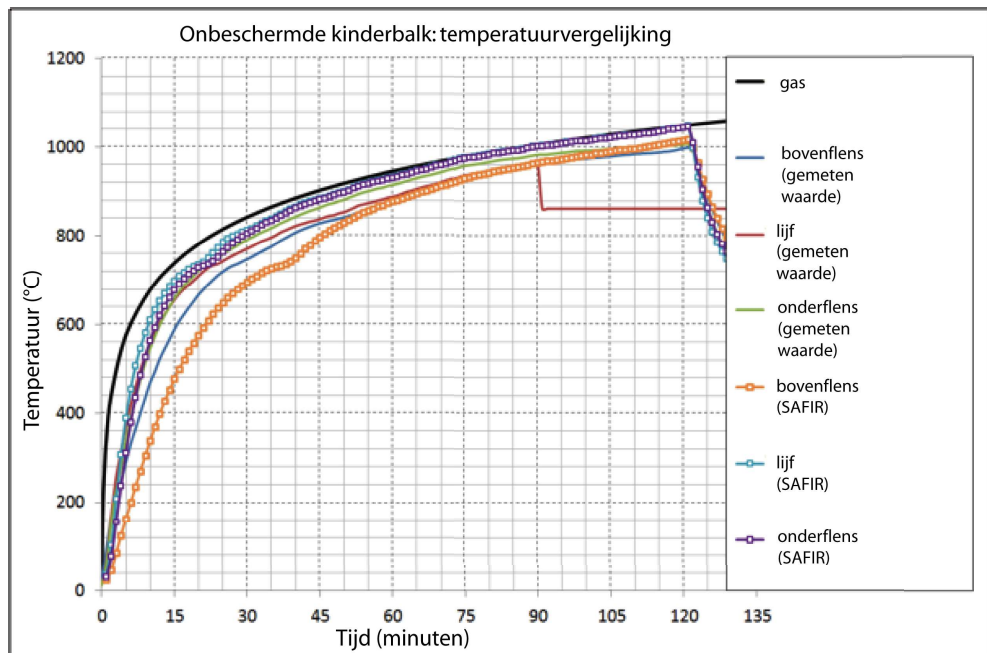
De software SAFIR werd gebruikt voor de thermische analyse van de staalprofielen en van de plaat. Voor de berekening van de temperaturen in de constructie werd de gemiddelde brandkromme toegepast bij de begrenzingen van de betonplaat en bij de onbeschermden staalprofielen, terwijl voor de thermisch beschermde profielen de temperaturen gemeten op het staalprofiel werden gebruikt (teneinde alle onzekerheden over de thermische eigenschappen en mogelijke constructieve defecten van het isolatiemateriaal te elimineren).

Met betrekking tot de onbeschermden kinderbalken, is de betonplaat gemodelleerd om rekening te kunnen houden zijn met warmte-absorptiecapaciteit. Dit beton boven de bovenflens van het staalprofiel is alleen beschouwd bij de thermische analyse en heeft geen mechanische weerstand (omdat dit beton afzonderlijk gemodelleerd zal worden door de schaalementen). De onderflens, de twee zijden van de profielen en de onderzijde van de plaat worden onderworpen aan de de gemiddelde brandkromme terwijl de bovenzijde van de plaat in contact blijft met lucht van 20 °C gedurende alle berekeningen, zie Figuur 8.19.



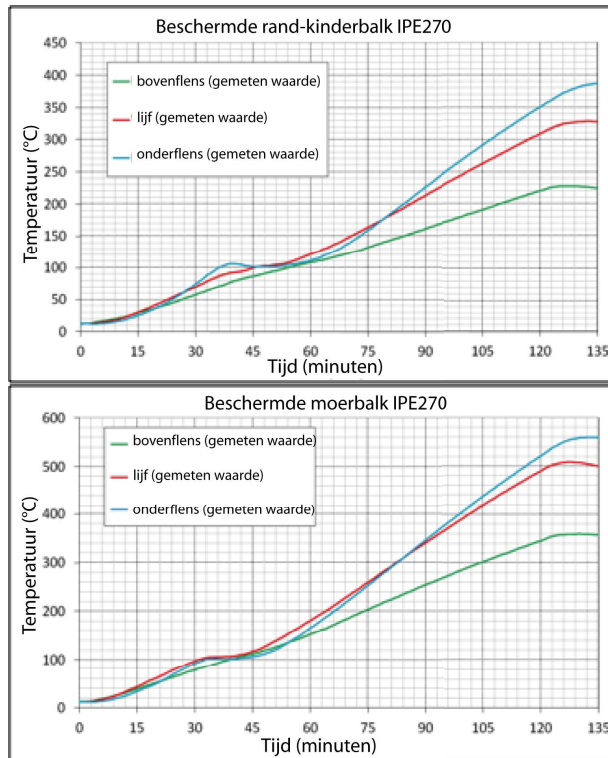
**Figuur 8.19** : *Blotstelling van de onbeschermdde kinderbalken aan brand*

De berekende resultaten in de onderflens, het lijf en de bovenflens van deze profielen zijn in Figuur 8.20 vergeleken met de gemeten data.



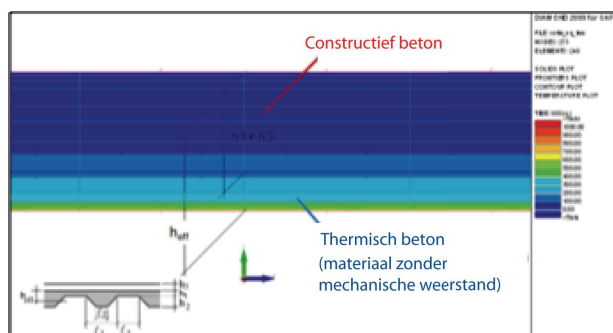
**Figuur 8.20** : *Vergelijking tussen de berekende en de gemeten temperaturen in de onbeschermdde kinderbalken*

Figuur 8.21 toont de temperaturen gemeten in de onderflens, in het lijf en in de bovenflens van de beschermdde profielen.



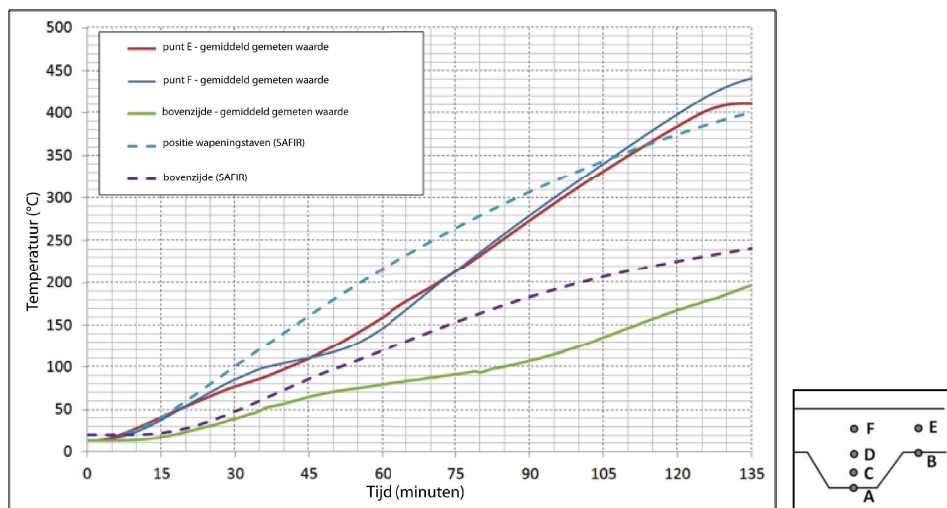
**Figuur 8.21** : Gemeten temperaturen in de beschermde IPE270 kinderbalk (boven) en in de beschermde IPE270 ligger moerbalk (onder)

Voor de thermische analyse in de plaat, werd het model van de effectieve plaatdikte gebruikt zoals gedefinieerd in Eurocode EN 1994-1-2. De ribben van 58 mm en de betonlaag van 77 mm boven de ribben worden vervangen door een vlakke plaat met een effectieve dikte van 100 mm, zie Figuur 8.22. De plaat is onderworpen aan de gemiddelde brand aan zijn onderzijde terwijl de bovenzijde in contact blijft met lucht van 20 °C. De hoogte die beschouwd moet worden bij de mechanische berekeningen is de betonhoogte boven de staalplaat.



**Figuur 8.22** : Effectieve dikteberekening voor thermische analyse van de plaat

In Figuur 8.23a worden de berekende temperaturen vergeleken met de gemiddelde gemeten temperaturen in de plaat boven de ribbe. Voor de drie beschouwde posities boven de ribben (Punt E, Punt F en de bovenzijde van de plaat, zie Figuur 8.23b), worden de gemiddelde, gemeten waarden gegeven. Punt E en punt F corresponderen met de plaats van de stalen wapeningstaven.



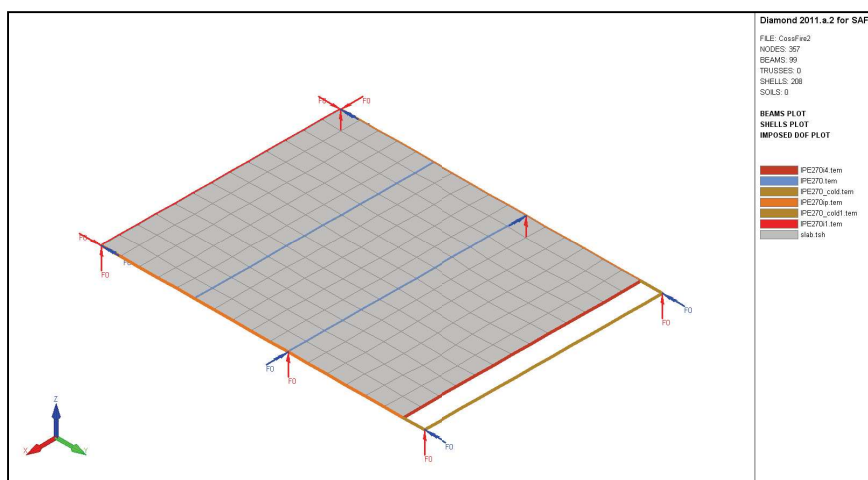
**Figuur 8.23 :** *Vergelijking tussen gemeten temperaturen en berekende temperaturen effectieve plaatdikte, b) Positie van de thermokoppels in de plaat*

De berekende temperaturen komen goed overeen met de gemiddelde, gemeten temperaturen, behalve aan de bovenzijde van de plaat waar de temperaturen iets overgeschat worden. Omdat Punt F en Punt E corresponderen met plaats van de stalen wapeningstaven, worden de temperaturen in de stalen wapeningstaven correct benaderd door de numerieke resultaten met het model met de effectieve dikte.

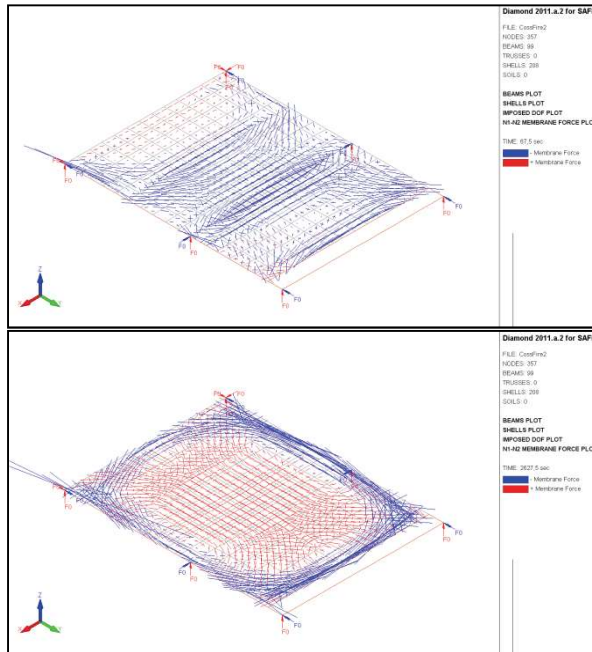
### 8.3.3.3 Constructieve analyse

Een eindige elementenmodel (EEM) werd gebouwd met de SAFIR software. De constructie wordt gemodelleerd met BEAM elementen voor de liggers en SHELL elementen voor de plaat. De randliggers zijn vrij opgelegd op de kolommen zoals weergegeven in Figuur 8.24. De plaat en de liggers worden axiaal niet vastgehouden.

Het constructieve gedrag bij kamertemperatuur is een buigingsmodel, terwijl gedurende de brand membraankrachten ontwikkelen. De membraankrachten bij kamer- en hoge temperaturen zijn te zien in Figuur 8.25.

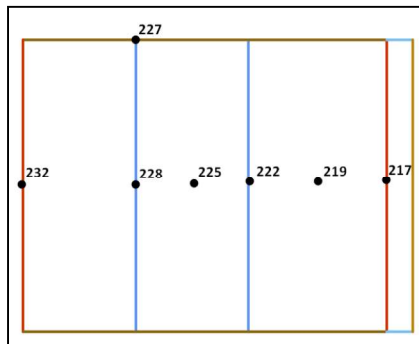


**Figuur 8.24 :** *Constructieve analysemodel*

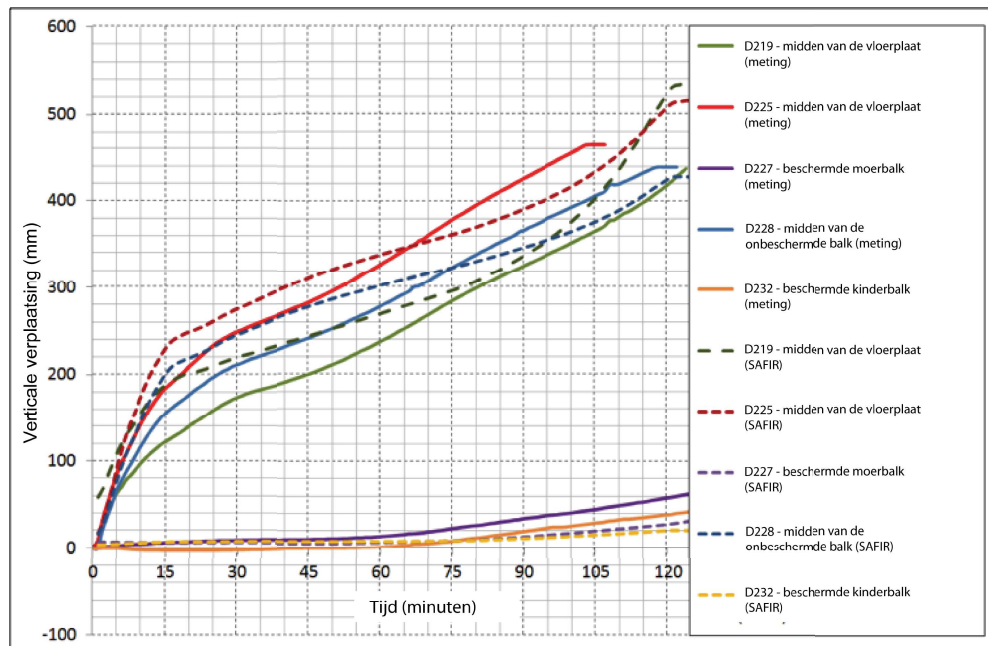


**Figuur 8.25 :** *Vergelijking tussen buiging (boven) en trekmembraanwerking (onder): membraankrachten in de plaat*

Tot slot is de vergelijking tussen de gemeten doorbuigingen en de doorbuigingen berekend met dit EEM model, op verschillende posities van de vloer (zie Figuur 8.26), getoond in Figuur 8.27.



**Figuur 8.26 :** *Positie van de opnemers en van de berekende doorbuigingen*



**Figuur 8.27 :** *Vergelijking tussen experimentele en numerieke resultaten van de verticale verplaatsingen*

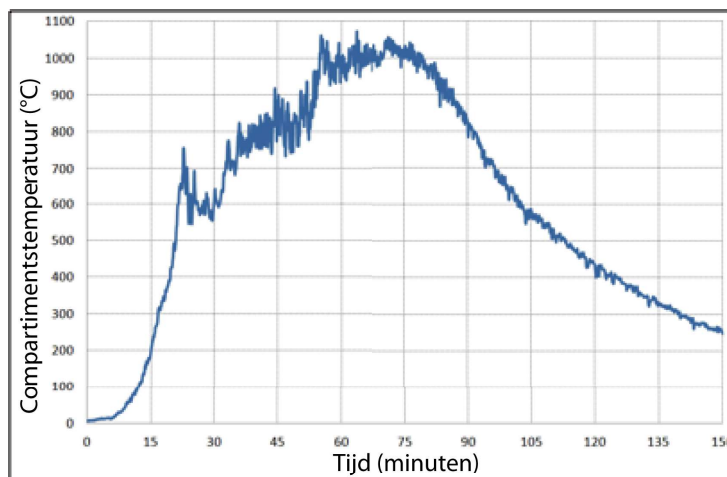
Er is een erg goede correlatie tussen de resultaten van het EEM model en het werkelijke gedrag gedurende de test. Dit lijkt de vereenvoudigingen die zijn geïntroduceerd te valideren, zoals het feit dat de stijfheid van de kolommen bij buiging verwaarloosd is en het feit dat de geribde plaat gemodelleerd is door een equivalente vlakke plaat. Er moet nog vermeld worden dat de simulatie van het constructiegedrag gemaakt is met de gemeten waarden van de materiaaleigenschappen.

### 8.3.4 SAFIR versus de FICEB test

#### 8.3.4.1 Brandbelasting

Bij de Ulsterproef werden alle thermische analyses uitgevoerd met behulp van de gemeten temperatuur in het midden van het compartiment, zie Figuur 8.28, teneinde te kunnen focussen op de analyses en het vermogen van de SAFIR-software om het gedrag van de vloer bij de werkelijke temperatuurkromme in het compartiment te simuleren.





**Figuur 8.28** : Gemeten temperatuurkromme in het midden van het compartiment

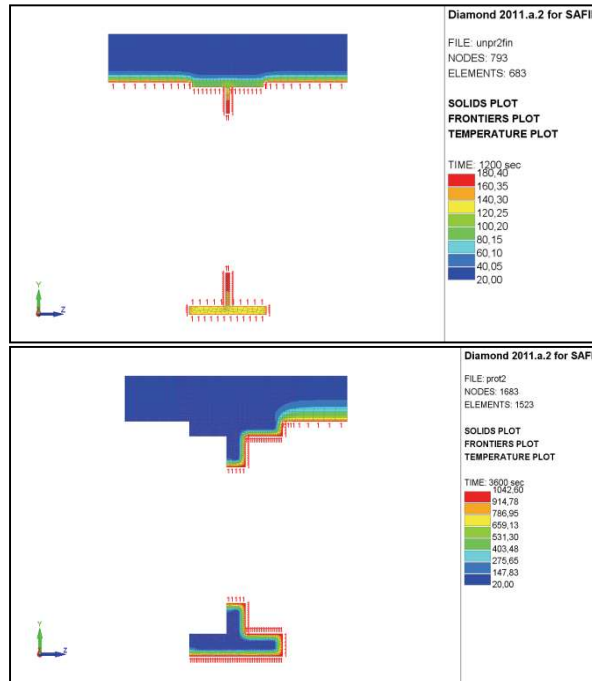
#### 8.3.4.2 Thermische analyses: Numerieke modellen en belangrijkste resultaten

De software SAFIR werd gebruikt voor de thermische analyse van de staalprofielen en van de plaat. De staalprofielen zijn liggers met ronde gaten. Omdat het profiel dat hier thermisch geanalyseerd is, vervolgens gebruikt is als de doorsnede van een ‘beam’ eindig element in de achtereenvolgende constructieve analyses, is een doorsnede over het centrum van een cirkelvormige opening beschouwd, zie Figuur 8.29a. Inderdaad kunnen de longitudinale spanningen van een ‘beam’-model niet “overgaan” naar het lijf tussen twee openingen.

In deze thermische modellen van de staalprofielen is de betonplaat gemodelleerd om rekening te kunnen houden zijn met warmte-absorptiecapaciteit. Dit beton boven de bovenflens van het staalprofiel is alleen beschouwd bij de thermische analyse en heeft geen mechanische weerstand (omdat dit beton afzonderlijk gemodelleerd zal worden door de schaalementen). De staalprofielen en de onderzijde van de plaat worden onderworpen aan de gemeten brandkromme in het midden van het compartiment terwijl de bovenzijde van de plaat in contact blijft met lucht van 20 °C gedurende alle berekeningen.

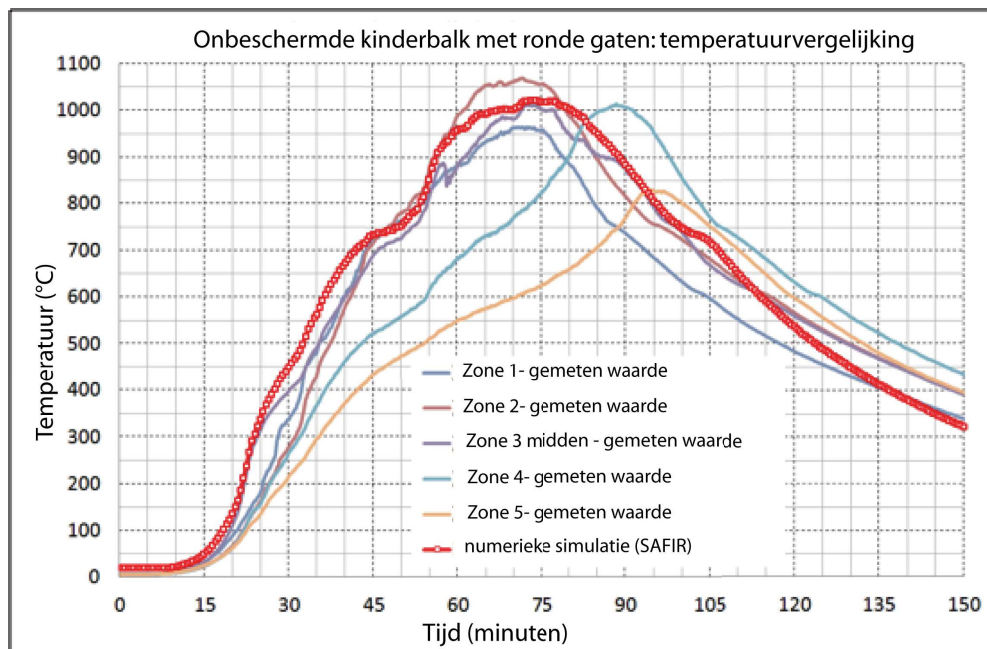
De temperaturen in de onbeschermd profielen zijn veel hoger dan de kritieke temperatuur voor zulke liggers met ronde gaten. Inderdaad kunnen, wanneer een constructieve analyse van zulke liggers met behulp van schaalementen wordt uitgevoerd, instabiliteiten (meestal plooi van het lijf en kip) worden waargenomen voor temperaturen rond 600 °C. Daarom behoort het constructieve model van de onbeschermd profielen rekening te houden met het feit dat hun gedrag wordt beïnvloed door plooi van het lijf.

Een efficiënte manier om dit gedrag in rekening te brengen, met behoud van de ‘beam’-elementen in het constructieve model, is om de simulatie uit te voeren met behulp van een gemodificeerd materiaal voor het staal in de onderflens van de onbeschermd liggers. Dit gemodificeerd staalmateriaal heeft dezelfde mechanische eigenschappen als de staaieigenschappen uit EN 1993-1-2 onder 500 °C en verliest zijn mechanische eigenschappen tussen 500 °C en 600 °C onomkeerbaar, om het instabiliteitsfenomeen in rekening te brengen.



**Figuur 8.29** : Blootstelling aan brand: a) van de onbeschermden kinderbalk met het hybride model (onder) en b) van de beschermde liggers (boven)

De temperatuur berekend in de onbeschermden kinderbalken is vergeleken in Figuur 8.30 met de temperatuur gemeten in verschillende zones van deze ligger in langsricting. De vergelijking lijkt te wijzen op een lagere temperatuur gedurende de test richting de einden van de ligger.

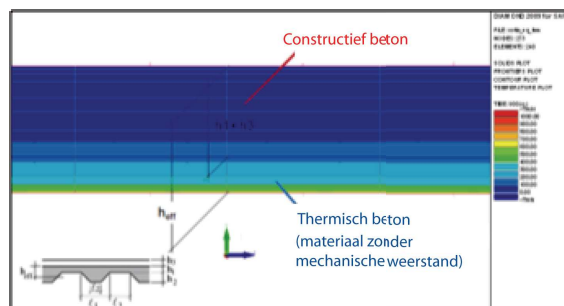


**Figuur 8.30** : Vergelijking tussen de berekende en gemeten temperaturen in de onbeschermden kinderbalken

Met betrekking tot de beschermde profielen is het isolatiemateriaal dat alleen werd beschouwd voor de thermische analyse, ook beschouwd in het eindige elementen model. De beschermde staalprofielen worden getroffen door de brand aan één zijde én op de onderflens, terwijl de andere zijde van het profiel, vóór een muur, wordt

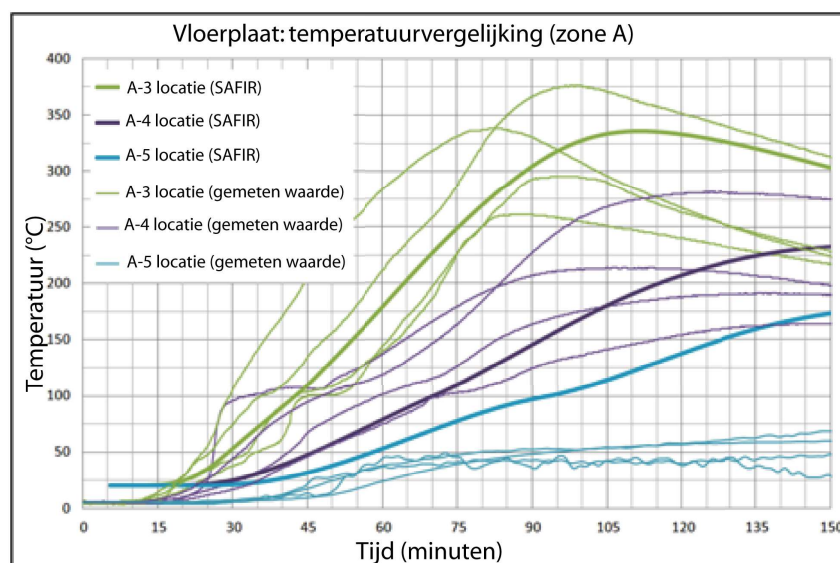
verondersteld een adiabatiese begrenzing te zijn, zie Figuur 8.29b. De temperaturen in de beschermde profielen bleven onder de kritieke temperatuur voor deze liggers met ronde gaten. Daarom konden gedurende de gehele berekening de standaard mechanische materiaaleigenschappen van staal uit EN 1993-1-2 worden beschouwd voor de onderflens van deze beschermde staalprofielen. De brandwerende bescherming van de liggers met ronde gaten is een cruciale parameter die bepalend is voor het verzekeren van een goed membraanefect van het staal-beton vloersysteem in geval van brand.

Voor de thermische analyse in de plaat, werd het model van de effectieve plaatdikte gebruikt zoals gedefinieerd in Eurocode EN 1994-1-2. De ribben van 51 mm en de betonlaag van 69 mm boven de ribben worden vervangen door een vlakke plaat met een effectieve dikte van 110 mm, zie Figuur 8.31. Deze effectieve dikte representeert de hoogte van de plaat voor de bepaling van de thermische response. De plaat is onderworpen aan de gemiddelde brand aan zijn onderzijde terwijl de bovenzijde in contact blijft met lucht van 20 °C. De hoogte die beschouwd moet worden bij de mechanische berekeningen is de betonhoogte boven de staalplaat.



**Figuur 8.31** : Effectieve dikteberekening voor thermische analyse van de plaat

In Figuur 8.32a worden de berekende temperaturen vergeleken met de gemeten temperaturen in de plaat boven de ribbe. Voor de drie beschouwde posities boven de ribbe (A-3, A-4 en A-5, zie Figuur 8.32b), worden vier metingen gegeven



**Figuur 8.32** : Warmte-overdracht in zones A1, A2 A3 en A4 bij hoogte A-3, A-4 en A-5 over de doorsnede. Vergelijking tussen gemeten en berekende resultaten met het model van de effectieve plaatdikte

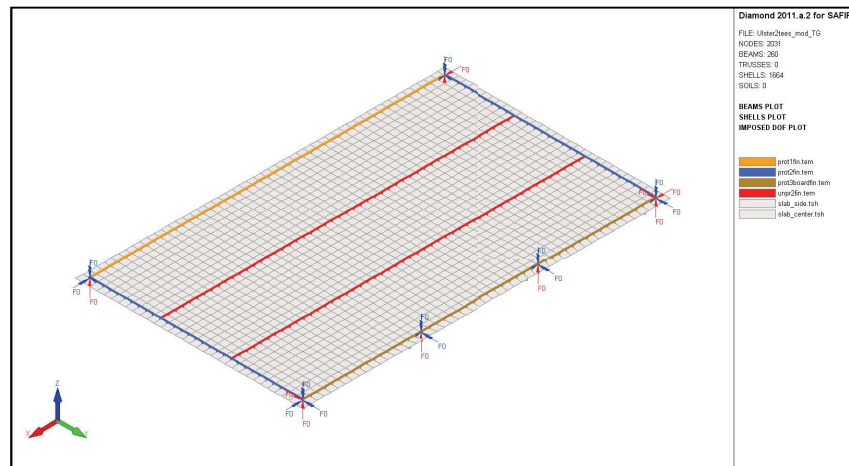
corresponderend met vier plaatsen in de plattegrond. De A-4 zone komt overeen met de plaats van de wapeningstaven.

De berekende temperaturen komen goed overeen met de gemeten temperaturen behalve bij de bovenzijde van de plaat (A-5) waar de temperaturen worden overschat. Omdat A-4 correspondeert met de plaats van de stalen wapeningstaven, worden de temperaturen in de stalen wapeningstaven correct benaderd door de numerieke resultaten met het model van de effectieve dikte.

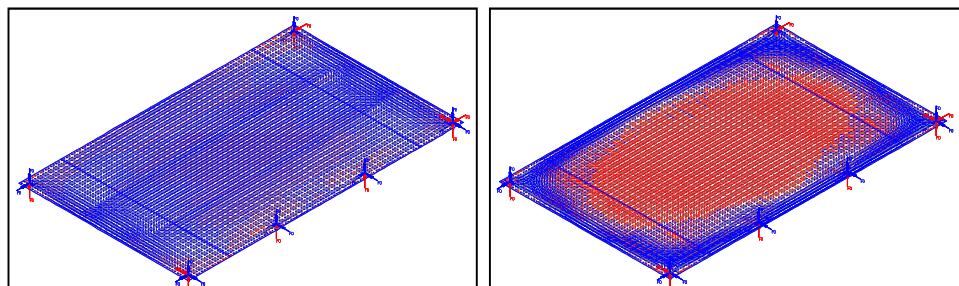
### 8.3.4.3 Constructieve analyse

Een eindige elementenmodel (EEM) werd gebouwd met de SAFIR software. De constructie wordt gemodelleerd met BEAM elementen voor de liggers en SHELL elementen voor de plaat. De randliggers zijn vrij opgelegd op de kolommen zoals weergegeven in Figuur 8.33. De plaat en de liggers worden axiaal niet vastgehouden.

Het constructieve gedrag bij kamertemperatuur is een buigingsmodel, terwijl gedurende de brand membraankrachten ontwikkelen. De membraankrachten bij kamer- en hoge temperaturen zijn te zien in Figuur 8.34.



**Figuur 8.33** : Constructieve analysemodel

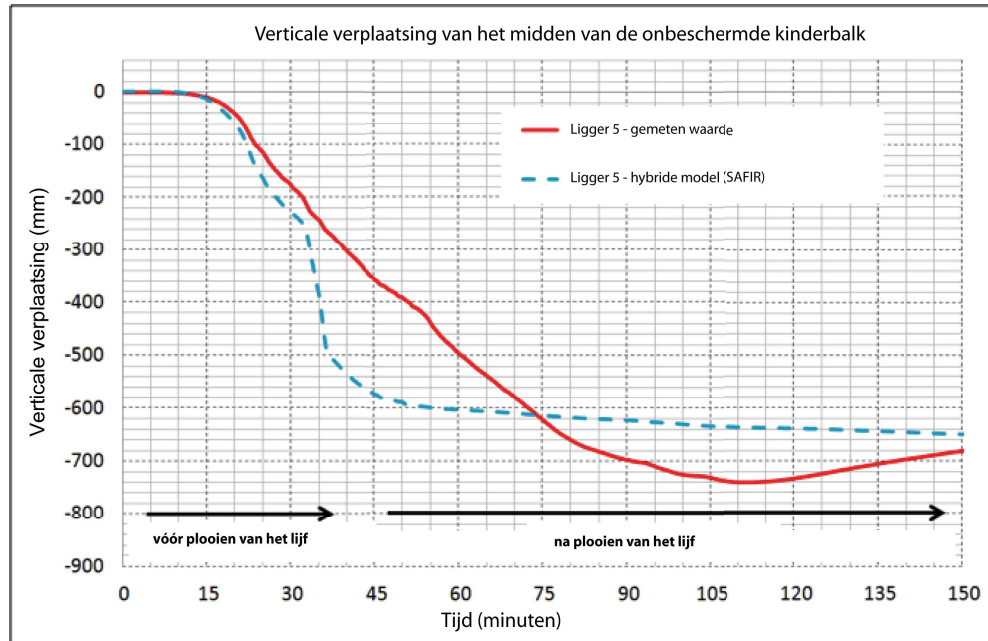


**Figuur 8.34** : Vergelijking tussen buiging (links) en trekmembraanwerking (rechts): membraankrachten in de plaat

Omdat het met een BEAM eindig element niet mogelijk is plooi-instabiliteit van het lijf in rekening te brengen, is de manier om het gedrag van de vloer te modelleren om een speciaal materiaal voor de onderflens van de onbeschermden liggers te gebruiken. Bij beschouwing van dit gemodificeerde staalmateriaal (*STAALEC3\_WPB*), is het

mogelijk een modellering van het constructieve gedrag gedurende de volledige test uit te voeren met één enkele numerieke berekening.

Tot slot is de vergelijking tussen de gemeten doorbuigingen en de doorbuigingen berekend met dit EEM model, in het midden van de onbeschermd kinderbalken getoond in Figuur 8.35.



**Figuur 8.35** : *Vergelijking tussen gemeten en berekende verticale doorbuiging in het midden van de onbeschermd ligger met het hybride model*

Na 30 minuten overschrijdt de temperatuur van de onderflens van de onbeschermd profielen 500 °C. Daarna verliest de onderflens, bij de uitvoering van de constructieve berekening met het hybride model en beschouwing van het gemodificeerde staalmateriaal, snel alle mechanische eigenschappen en de doorbuiging neemt toe. Bij hoge temperatuur na het plooiën van het lijf geeft het hybride model een goede benadering van het werkelijke gedrag van de plaat, die zijn stijfheid niet terug kan krijgen zodat de doorbuiging groot blijft aan het einde van de test.

Er is een erg goede correlatie tussen de resultaten van het EEM model en het werkelijke gedrag gedurende de test. Dit lijkt de vereenvoudigingen die zijn geïntroduceerd te valideren, zoals de modellering van het instabiliteitsfenomeen van de onbeschermd liggers, het feit dat de stijfheid van de kolommen bij buiging verwaarloosd is en het feit dat de geribde plaat gemodelleerd is door een equivalente vlakke plaat. Er moet nog vermeld worden dat de simulatie van het constructiegedrag gemaakt is met de nominale waarden van de materiaaleigenschappen.

Het constructieve model SAFIR was met een acceptabel niveau van betrouwbaarheid in staat het complexe gedrag te voorspellen van liggers met ronde gaten met membraanwerking. Gebruik van een gemodificeerd staalmateriaal voor de onderflens van de onbeschermd liggers met ronde gaten kan een eenvoudige maar efficiënte manier zijn om het instabiliteitsfenomeen in rekening te brengen in zulke complexe modellen waar BEAM-elementen de voorkeur genieten voor de liggers. Het zou ook

mogelijk zijn de stalen liggers met ronde gaten in detail te modelleren met schaalementen, maar zo'n model zou te groot zijn voor praktische toepassingen.

## **8.4 Numerieke parameterstudie met de standaardbrandkromme**

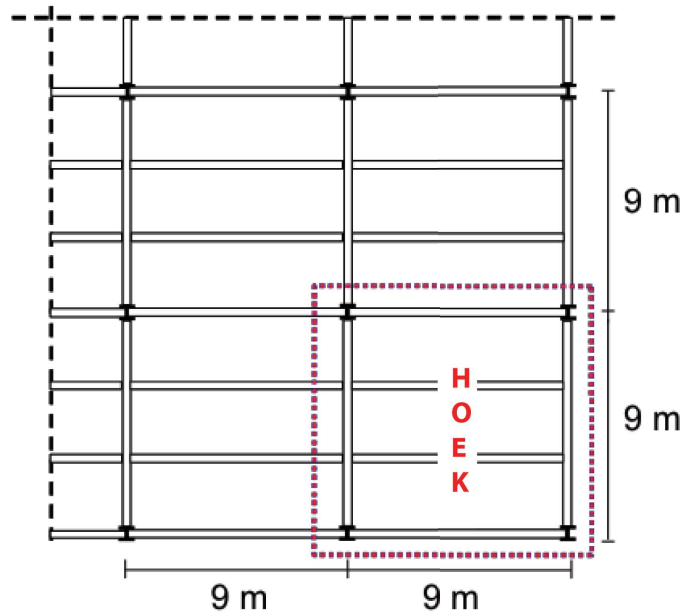
### **8.4.1 Invoergegevens voor de parameterstudie**

Een parameterstudie werd gebruikt om het onderzoek van de eenvoudige ontwerpmethodode uit te breiden tot zijn volledige toepassingsgebied. Een volledige parameterstudie zou echter een groot aantal numerieke simulaties vereisen, hetgeen geweldige rekenkosten met zich mee zou brengen. Daarom werd het toepassingsgebied van de parameterstudie beperkt tot de volgende belangrijke parameters:

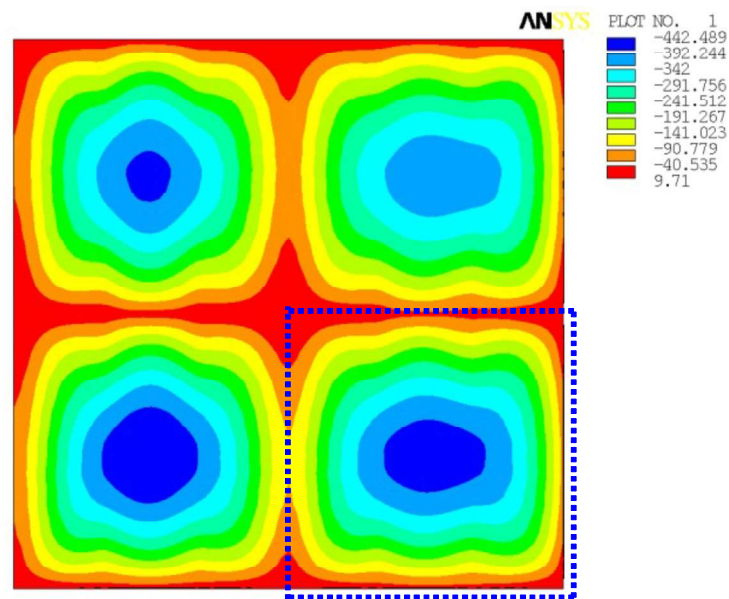
- Stramienafmetingen van de vloer,
- Uitnuttingsgraad
- Brandduur

Het moet benadrukt worden dat deze parameterstudie zich alleen richt op het gedrag van staalplaat-betonvloeren blootgesteld aan de standaardbrandkromme.

Een voorlopige numerieke berekening werd uitgevoerd voor een staalplaat-betonvloer met een oppervlak van 18 m bij 18 m, die twee stramienen van 9 m overspanning in elke richting omvat, (zie Figuur 8.36(a)). Het hoofddoel van deze voorlopige analyse was de geschikte randvoorwaarden te bepalen, in het bijzonder de verhinderde vervormingscondities van de plaat die moesten worden aangenomen als het model in de parameterstudie wordt beperkt tot één stramien. Zoals getoond in Figuur 8.36(b) is de voorspelde doorbuiging van het hoekveld met twee doorgaande randen de meest belangrijke van alle vier de velden (bij de andere drie velden zijn drie van de vier randen doorgaand). Als vervolg hierop simuleerden alle numerieke simulaties in de parameterstudie de verhinderde vervormingscondities conform een hoekveld met twee randen horizontaal verhinderd, om het doorgaande effect van de plaat te simuleren.



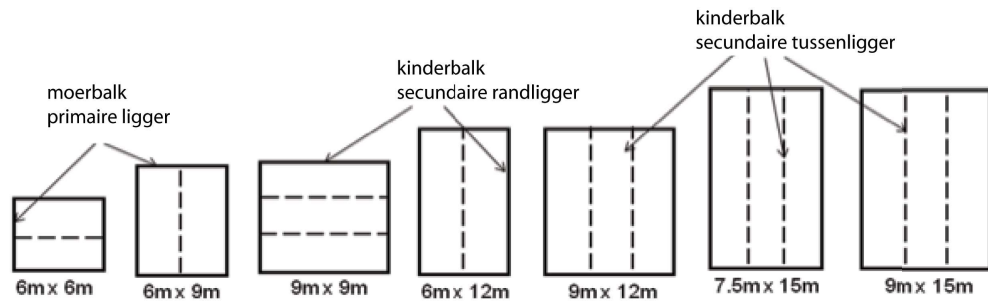
(a) Constructiestramien van een werkelijk gebouw



(b) ANSYS model

**Figuur 8.36** Numerieke berekening van vier vloervelden

Zeven stramienafmetingen werden onderzocht in de parameterstudie:  $6 \times 6$  m,  $6 \times 9$  m,  $6 \times 12$  m,  $9 \times 9$  m,  $9 \times 12$  m,  $9 \times 15$  m en  $7,5 \times 15$  m (Figuur 8.37). Al deze gevallen werden gemodelleerd met gesimuleerde continuïteit van de staalplaat-betonvloer op twee randen. Alle randliggers werden als beschermd aangenomen, maar alle interne kinderballen werden als onbeschermd aangenomen.



**Figuur 8.37** Vloeren beschouwd in de numerieke parameterstudie

Drie verschillende grootten van veranderlijke belasting werden beschouwd in de studie, zoals getoond in Tabel 8.1. Deze waarden van de veranderlijke belasting corresponderen met wat doorgaans gebruikt wordt in het ontwerp bij kamertemperatuur in de Franse bouwmarkt. Desalniettemin, als verschillende belastingwaarden werden gebruikt, zou er geen invloed zijn op de eenvoudige ontwerpmethode omdat de toegepaste belasting slechts een invoerwaarde is, opgegeven door de ontwerpende constructeurs. In de parameterstudie werden alleen geval 1 en geval 3 numeriek onderzocht. Van geval 2 werd aangenomen dat deze afgedekt wordt omdat het een tussengelegen waarde is tussen geval 1 en geval 3.

**Tabel 8.1** Waarde van de beschouwde permanente en veranderlijke belastingen.

Geval	Permanente belasting G	Veranderlijke belasting Q
1	Eigen gewicht + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	2,5 kN/m <sup>2</sup>
2	Eigen gewicht + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>
3	Eigen gewicht + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	5,0 kN/m <sup>2</sup>

Vier standaardbrandduren, te weten 30, 60, 90 en 120 minuten, werden onderzocht. De dikte van de staalplaat-betonvloer was in elk geval gebaseerd op de minimum dikte die is vereist om aan de isolatiecriteria voor deze brandduren te voldoen. Gebaseerd op de toepassing van een 60 mm hoge trapeziumvormige staalplaat resulteerde dit in staalplaat-betonvloeren van 120, 130, 140 en 150 mm dik. De geometrie van de trapeziumvormig geprofileerde staalplaat is gebaseerd op het COFRAPLUS 60 product, de meest toegepaste staalplaat op de Franse markt. Deze staalplaat heeft smalle ribben in vergelijking met andere staalplaatprofielen, resulterend in een ongunstiger temperatuurprofiel en een lagere mechanische weerstand. Als de eenvoudige ontwerpmethode is geverifieerd met deze staalplaat, kan de conclusie daarom conservatief toegepast worden op alle andere typen staalplaat.

Met de combinatie van alle bovengenoemde parameters werd een totaal van 112 numerieke simulaties uitgevoerd.

Voorafgaand aan de analyse van het gedrag van de verschillende vloervelden bij brand, werden voorlopige ontwerpen gemaakt in overeenstemming met EN 1994-1-1<sup>(34)</sup>, teneinde de afmetingen van de constructieve elementen van alle staalplaat-betonvloeren te bepalen. In deze ontwerpen werden alle stalen liggers beschouwd te zijn verbonden met de staalplaat-betonvloer door middel van stiftdeuvels. Wat betreft de materiaaleigenschappen gebruikt in deze ontwerpen, voor de betonkwaliteit werd C30/37 aangenomen met een druksterkte van



30 N/mm<sup>2</sup>. Het stalen wapeningsnet was van staalsoort B500. De staalsoort van de liggers was hoofdzakelijk S235.

Een belangrijke parameter voor de prestatie bij brand van een staalplaat-betonvloer ontworpen met de eenvoudige ontwerpmethodode is de grootte van het stalen wapeningsnet gebruikt in de staalplaat-betonvloer. Omdat de parameterstudie tot doel had de eenvoudige ontwerpmethodode te verifiëren, werd de grootte van alle stalen wapeningsnetten direct afgeleid van deze eenvoudige ontwerpmethodode. In aanvulling daarop werd voor de wapeningafstand (i.e. de afstand tussen het hart van de langswapening en de niet-blootgestelde zijde van beton plaat) in alle gevallen 45 mm genomen.

De opwarming van de brandwerend beschermde randliggers en de kolommen zal ook invloed hebben op de prestatie van de vloerplaat. In de parameterstudie werden de thermische eigenschappen van de brandwerende bescherming zo gemodelleerd dat de temperatuur van deze elementen bij de verwachte brandduur in het algemeen ongeveer 550 °C was. Echter, als deze opwarming werd bereikt vóór de verwachte brandduur, werd de temperatuur van de corresponderende stalen ligger dan gehandhaafd op 550 °C voor alle tijdstippen volgend op het tijdstip dat deze temperatuur was bereikt.

Details van de afmetingen van de beschouwde stalen liggers en het wapeningsnet zijn voor elk geval gegeven in Tabel 8.2 tot en met Tabel 8.5. De tabel geeft ook de graad van de afschuifverbinding van de samenwerkende liggers en de staalsoort als deze verschilt van S235. B1, B2, S en DC betekenen achtereenvolgens moerbalk, kinderbalk, oppervlakte van het wapeningsnet in mm<sup>2</sup>/m en graad van de afschuifverbinding van de samenwerkende liggers. In aanvulling daarop, Overspanning 1 geeft de lengte van de kinderbalken en Overspanning 2 die van de moerbalken. Voor elk geval werden twee simulaties uitgevoerd, een met de aanwezigheid van een mechanische link tussen de plaat en de kolommen (bijvoorbeeld door middel van additionele wapeningstaven) en een andere zonder deze link.

**Tabel 8.2** Geselecteerde parameters voor vloeren ontworpen voor 30 minuten brandwerendheid

R 30 Dikte = 120 mm		Overspanning 1 [m]								
Over- span- ning 2 [m]	Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15		
		6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450	
DC: 0,9	DC: 1,0				DC: 1,0					
B2	IPE240			B2	IPE360	B2	IPE450			
	DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7					
S	84		S	99	S	142				
5,0+1,25	B1		IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
		DC: 0,9	DC: 1,0		DC: 1,0					
	B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500				
DC: 0,7		DC: 0,6		DC: 0,6						
S	99	S	142	S	142					
7,5	2,5+1,25							B1	IPE600	
								DC: 1,0		
								B2	IPE550	
	DC: 0,7									
	S	142								
	5,0+1,25								B1	IPE600
-S355										
DC: 1,0										
B2	IPE600									
	DC: 0,7									
S	142									
9	2,5+1,25								B1	IPE550
									DC: 0,6	
									B1	IPE600
	DC: 0,8									
	B2	IPE360								
		DC: 0,7								
	B2	IPE450								
		DC: 0,7								
	S	99	S	142	S	142				
5,0+1,25									B1	IPE550
									-S355	
									DC: 0,6	
B1	IPE600									
	DC: 0,8									
B1	IPE600									
	-S355									
B2	IPE400									
	DC: 0,6									
B2	IPE500									
	DC: 0,6									
S	142	S	142	S	142					

**Tabel 8.3** Geselecteerde parameters voor vloeren ontworpen voor 60 minuten brandwerendheid

R 60 Dikte = 130 mm		Overspanning 1 [m]							
Over- span- ning 2 [m]	Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15	
		6	2,5+1,25	B1	IPE300 DC: 0,8	B1	IPE360 DC: 0,9	B1	IPE450 DC: 1,0
B2	IPE240 DC: 0,8			B2	IPE360 DC: 0,8	B2	IPE450 DC: 0,7		
S	115			S	193	S	284		
5,0+1,25	B1		IPE360 DC: 0,8	B1	IPE450 DC: 0,9	B1	IPE500 DC: 1,0		
	B2		IPE270 DC: 0,7	B2	IPE400 DC: 0,6	B2	IPE500 DC: 0,5		
	S		151	S	227	S	347		
7,5	2,5+1,25					B1	IPE600 DC: 1,0		
						B2	IPE550 DC: 0,7		
						S	347		
	5,0+1,25					B1	IPE600- S355 DC: 1,0		
						B2	IPE600 DC: 0,6		
						S	433		
9	2,5+1,25			B1	IPE550 DC: 0,5	B1	IPE600 DC: 0,7	B1	IPE600 DC: 0,9
				B2	IPE360 DC: 0,8	B2	IPE450 DC: 0,7	B2	IPE550 DC: 0,7
				S	166	S	245	S	311
	5,0+1,25			B1	IPE550 -S355 DC: 0,5	B1	IPE600 -S355 DC: 0,7	B1	IPE750 x 173 DC: 0,9
				B2	IPE400 DC: 0,6	B2	IPE500 DC: 0,5	B2	IPE600 DC: 0,6
				S	210	S	297	S	393

**Tabel 8.4** Geselecteerde parameters voor vloeren ontworpen voor 90 minuten brandwerendheid

R 90 Dikte = 140 mm		Overspanning 1 [m]							
Over- span- ning 2 [m]	Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15	
6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0,7		DC: 1,0		DC: 1,0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0,7		DC: 0,8		DC: 0,7				
	S	119	S	187	S	291			
	5,0+1,25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
DC: 0,7			DC: 1,0		DC: 1,0				
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0,7	DC: 0,6		DC: 0,6					
S	146	S	233	S	355				
7,5	2,5+1,25						B1	IPE600	
							DC: 0,9		
							B2	IPE550	
	DC: 0,7								
	S	393							
	5,0+1,25							B1	IPE600
-S355									
DC: 0,9									
B2	IPE600								
	DC: 0,6								
S	473								
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600
					DC: 0,5		DC: 0,6		-S355
					DC: 0,7				
	B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550			
		DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7			
		S		177		S	252	S	340
	5,0+1,25			B1	IPE550-	B1	IPE600	B1	IPE750
					S355		-S355		x 173
					DC: 0,5		DC: 0,6		DC: 0,7
B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600				
	DC: 0,6		DC: 0,6		DC: 0,6				
S	215	S	311	S	433				

**Tabel 8.5** Geselecteerde parameters voor vloeren ontworpen voor 120 minuten brandwerendheid

R 120 Dikte = 140 mm		Overspanning 1 [m]							
Over- span- ning 2 [m]	Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15	
6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0,6		DC: 1,0		DC: 1,0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0,7		DC: 0,8		DC: 0,7				
	5,0+1,25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
			DC: 0,6		DC: 1,0		DC: 1,0		
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0,7	DC: 0,6		DC: 0,6					
S	132	S	204	S	318	S	393		
7,5	2,5+1,25						B1	IPE600	
							DC: 0,8		
							B2	IPE550	
	5,0+1,25							B1	IPE600
								-S355	
								DC: 0,8	
B2	IPE600								
DC: 0,6									
S	417	S	503						
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE550-	B1	IPE600
					DC: 0,4		S355		-S355
					DC: 0,6		DC: 0,7		
	5,0+1,25			B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550
					DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7
					S		193		S
5,0+1,25			B1	IPE550	B1	IPE600-	B1	IPE750	
				-S355		S355		x 173	
				DC: 0,4		DC: 0,6		DC: 0,7	
B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600				
	DC: 0,6		DC: 0,6		DC: 0,6				
S	252	S	340	S	457				

### 8.4.2 Uitvoergegevens van de parameterstudie

De resultaten van de parameterstudie zijn gebruikt om de volgende twee zaken te onderzoeken, die significant zijn voor de toepassing van de eenvoudige ontwerpmethode in de praktijk:

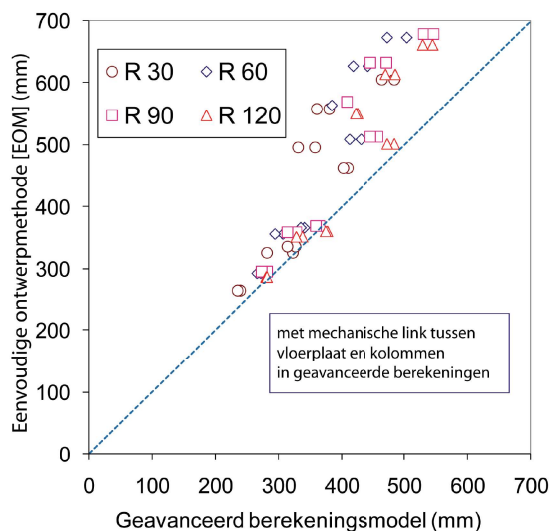
- de maximum doorbuiging van de vloer;
- de maximum mechanische uitzetting van het stalen wapeningsnet.

#### 8.4.2.1 Maximum doorbuiging van de vloer

Zoals beschreven voor de eenvoudige ontwerpmethode (Hoofdstuk 5) en gedemonstreerd gedurende de brandproef (zie Hoofdstuk 7), kon er een grote doorbuiging van de vloer optreden vóór het punt van constructief bezwijken is bereikt. Omdat de weerstand van de plaat steunt op trek-membraanwerking van de vloerplaat, is deze grote doorbuiging vereist om dit draagkrachtmechanisme te activeren. Echter, grote doorbuigingen van de vloer kunnen ook leiden tot verlies van de integriteit als gevolg van scheurvorming in het beton, hoge rekken in de

wapening en de mogelijke modificatie van de belastingconditie als de vloer te sterk gaat hellen. Controlerende instanties zijn ook beducht voor ontwerpmethodes die resulteren in doorbuigingen die veel groter zijn dan die waargenomen in traditionele brandproeven, hoewel deze niet echt relevant zijn voor de ontwerpmethode behandeld in deze publicatie. Ook de eenvoudige ontwerpmethode neemt aan dat de ligger op de omtrek van elke ontwerpzone van de vloer recht blijft. In werkelijkheid buigen de liggers op de omtrek door zodra ze onderworpen worden aan de brand. De parameterstudie besteedt daarom speciale aandacht aan de doorbuigingen om deze zaken te kunnen beschouwen.

In de eenvoudige ontwerpmethode is een maximum toegestane waarde van de doorbuiging aangenomen (zie Hoofdstuk 6.2.1) om de uiterste draagkracht van de vloer te voorspellen. Daarom is de eerste step van de onderhavige studie te controleren of deze maximum toegestane doorbuiging consistent is met de door de geavanceerd berekeningsmethode voorspelde doorbuiging. Als gevolg hiervan werd een vergelijking tussen de doorbuiging berekend in de numerieke analyse en de maximum toegestane doorbuiging volgens de eenvoudige ontwerpmethode uitgevoerd en de resultaten worden geïllustreerd in Figuur 8.38 (met mechanische link tussen vloerplaat en kolommen) en Figuur 8.39 (zonder mechanische link tussen vloerplaat en kolommen). Als gevolg van het feit dat de eenvoudige ontwerpmethode aanneemt dat de opleggingen op de omtrek verticaal verhinderd worden en de geavanceerde berekeningen rekening houden met flexibele stalen liggers op de omtrek, werd de vergelijking tussen deze methoden gemaakt met de totale doorbuiging van de vloer bij brand afgeleid van de doorbuiging van de liggers op de omtrek.



**Figuur 8.38** *Vergelijking van de doorbuiging voorspeld door het geavanceerde berekeningsmodel met de maximum toegestane doorbuiging volgens de eenvoudige ontwerpmethode (EOM) met mechanische link tussen vloerplaat en kolommen*

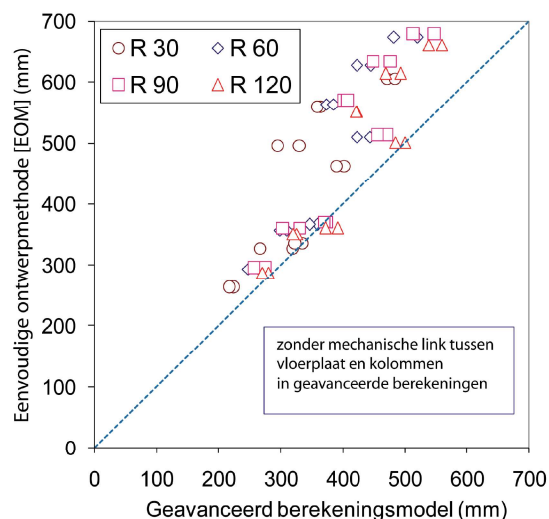
Uit de vergelijking kan worden opgemaakt dat de maximum toegestane doorbuiging gebruikt in de eenvoudige ontwerpmethode systematisch groter is dan de maximum doorbuiging voorspeld in de numerieke analyse. De spreiding

hiertussen lijkt toe te nemen als functie van de grootte van het vloerveld. In feite is de fysische betekenis van deze constatering dat de eenvoudige ontwerpmethodede een lagere draagkracht van de vloer voorspelt dan het geavanceerd berekeningsmodel bij dezelfde doorbuiging. Vanuit dat gezichtspunt kan de eenvoudige ontwerpmethodede worden beschouwd als conservatief.

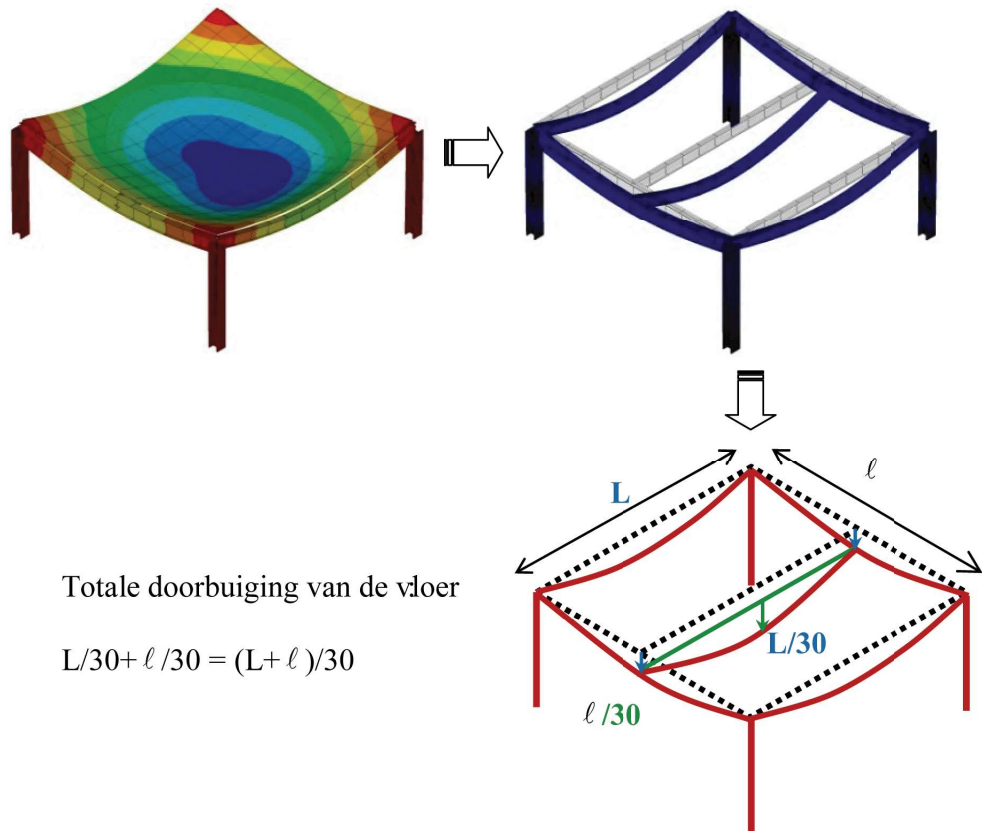
Traditioneel definiëren bepaalde nationale brandregelgevingen de doorbuigingswaarde van  $L/30$  als het bezwijkcriterium van een enkel constructie-element in buiging (liggers en platen) bij testen bij de ISO standaardbrand<sup>(38)</sup>. In het geval van staalplaat-betonvloeren met moerbalken, kinderbalken en platen, kan men voorstellen dat de totale doorbuigingslimiet van de vloer de som van de toegestane doorbuigingen van elke van de constructieve elementen mag zijn, zoals geïllustreerd in Figuur 8.40, in plaats van dat elke doorbuiging individueel wordt beschouwd. Dit omdat deze constructieve elementen samengesteld zijn.

In vervolg hierop mag, hoe de liggerverdeling ook is, de doorbuigingslimiet tenminste  $(\text{overspanning}_1 + \text{overspanning}_2)/30$  zijn, waar overspanning 1 de lengte is van de kinderbalken en overspanning 2 de lengte van de moerbalken.

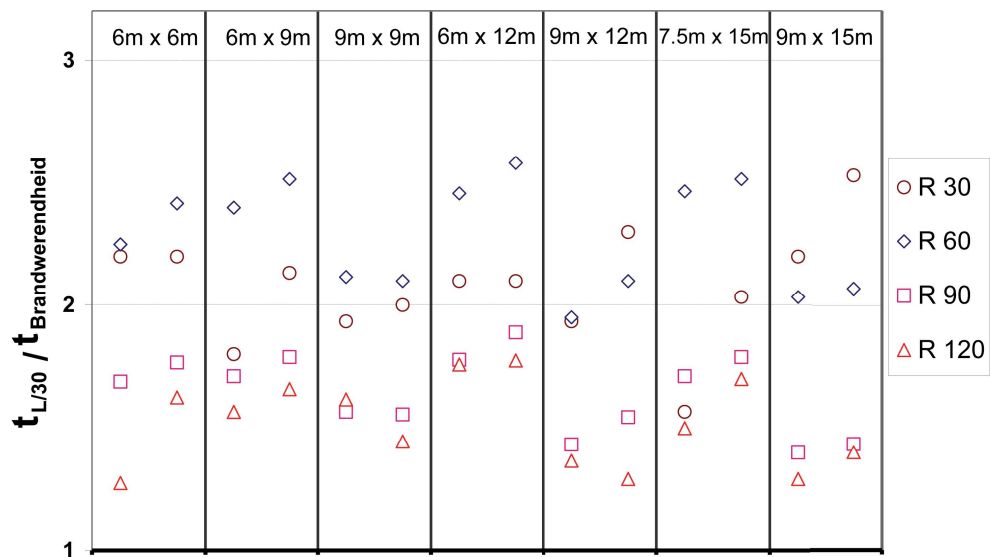
Voor dit bezwijkcriterium is het dan interessant de brandwerendheid van de vloer te controleren. Een vergelijking is geïllustreerd in Figuur 8.41, die de verhouding geeft tussen de brandduur tot bovengenoemd doorbuigingscriterium volgens het geavanceerde numerieke model bereikt wordt, en de brandwerendheid voorspeld door de eenvoudige ontwerpmethodede. In alle gevallen is deze verhouding groter dan 1,0, wat betekent dat, als de bovengenoemde doorbuiging is aangenomen als het bezwijkcriterium, de brandwerendheid groter zal zijn dan die gegeven door de eenvoudige ontwerpmethodede. Daarom zal bij de toepassing van de eenvoudige berekening automatisch voldaan worden aan het genoemde doorbuigingscriterium.



**Figuur 8.39** *Vergelijking van de doorbuiging voorspeld door het geavanceerde berekeningsmodel met de maximum toegestane doorbuiging volgens de eenvoudige ontwerpmethodede (EOM) zonder mechanische link tussen plaat en kolommen*



**Figuur 8.40** Totale doorbuigingslimiet volgens het criterium van  $L/30$



**Figuur 8.41** Verhouding tussen de tijd wanneer de voorspelde doorbuiging  $L/30$  bereikt en de brandwerendheid voorspeld volgens de eenvoudige ontwerpmethod



De Europese norm voor brandwerendheidstesten<sup>(32)</sup> definieert de volgende doorbuigingslimieten voor de bepaling van het draagkrachtcriterium van elementen onderworpen aan buiging. Het bezwijken voor dit type van constructie-element wordt geacht op te treden als de gemeten doorbuiging de toegestane doorbuiging overschrijdt of de toegestane toename van de doorbuiging, zoals gegeven hieronder:

Begrenzing van de doorbuiging,  $D = \frac{L^2}{400d}$  mm; en,

Begrenzing van de doorbuigingstoename,  $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d}$  mm/min

waar:

- $L$  is de vrije overspanning van het testproefstuk, in millimetres
- $d$  is de afstand in het koude ontwerp van de uiterste vezel van de drukzone tot de uiterste vezel van de trekzone van de constructieve doorsende, in millimetres.

Er moet bedacht worden dat het criterium met betrekking tot de toename van de doorbuiging niet wordt toegepast tot een doorbuiging van  $L/30$  overschreden is. Dat is de reden waarom dit criterium niet in beschouwing genomen wordt, omdat het reeds is opgenomen in het eerdere doorbuigingscriterium gebaseerd op  $L/30$ . Hetzelfde principe als beschouwd met het criterium van  $L/30$  kan worden toegepast op de maximum toegestane doorbuiging van de vloer.

#### 8.4.2.2 Rek van het stalen wapeningsnet

In aanvulling op de doorbuiging van de vloer is de rek van het wapeningstaal het tweede verschijnsel dat in detail is onderzocht in deze parameterstudie. De eenvoudige ontwerpmethode is gebaseerd op een plastisch analyse van de draagkracht van het vloersysteem, waarbij een verhoging mogelijk is als gevolg van trek-membraanwerking. Zoals gediscussieerd in Hoofdstuk 6 zou bezwijken van de plaat kunnen optreden als gevolg van breuk van het wapeningsnet in de lange overspanningsrichting van de plaat. Bovendien kon deze breuk in gelijke mate optreden bij de randen van de vloer waar de plaat doorgaand is.

Deze parameterstudie gaf de mogelijkheid de rek in de wapening te onderzoeken zoals voorspeld door het geavanceerde berekeningsmodel wanneer de beoogde brandwerendheid is bereikt. Omdat de uitzetting van de wapening bij breuk bekend is, kan een conclusie worden getrokken over de veiligheidsmarge tegen breuk van het wapeningsnet bij toepassing van de eenvoudige methode.

Omdat het stalen wapeningsnet is aangebracht over het gehele oppervlak van de vloer en deze doorgaand is over alle liggers inclusief de beschermde randliggers, zal een significante trekrek ontstaan boven de beschermde liggers en rondom de kolommen.

Als de uitzetting te groot wordt zou breuk van de wapening kunnen optreden, dat zou kunnen leiden tot verlies van prestatie van de vloer ten aanzien van vlamdichtheid en isolatie vóór het bezwijken is bereikt. De vraag is echter welk criterium moet worden toegepast voor de rekcaciteit van het wapeningstaal. EN 1992-1-2<sup>(35)</sup> geeft aan dat bij plastisch ontwerp de minimum rekcaciteit bij de uiterste spanning van het wapeningstaal minimaal 5% moet zijn. Daarom is deze waarde als het rek criterium voor het stalen wapeningsnet aangehouden in deze parameterstudie.

De resultaten van deze parameterstudie met betrekking tot de maximum doorbuiging van de vloeren en de maximum rek van het wapeningstaal in beide orthogonale richtingen (achtereenvolgens evenwijdig aan de moer- en kinderbalken) zijn voor alle brandwerendheden samengevat in Tabel 8.6 tot en met Tabel 8.9. In deze tabellen betekent 'EOM' eenvoudige ontwerpmethode, L betekent Overspanning 1 en  $\ell$  betekent Overspanning 2. Met deze tabellen kan in alle gevallen worden gevonden dat de maximum toegestane doorbuiging die is gebruikt in de eenvoudige ontwerpmethode om de draagkracht te bepalen, altijd de voorspellingen van het geavanceerde numerieke model overschrijdt. Met betrekking tot de maximum rek van het wapeningstaal kan worden waargenomen dat de maximum waarden verkregen met het geavanceerd numerieke model voor elke brandduur altijd lager zijn dan 5%, hetgeen eveneens erg bevredigend is.

**Tabel 8.6** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 30 minuten brandduur (met mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	248	239	262	400	500	2,8%	3,0%
5,0+1,25	6	6	240	235	262	400	462	2,9%	2,7%
2,5+1,25	9	6	359	322	326	500	609	2,8%	2,4%
5,0+1,25	9	6	312	282	326	500	563	3,0%	2,3%
2,5+1,26	9	9	359	331	495	600	844	3,4%	2,6%
5,0+1,25	9	9	389	358	495	600	779	3,0%	2,4%
2,5+1,25	12	6	379	326	335	600	789	3,1%	2,3%
5,0+1,25	12	6	361	314	335	600	726	3,0%	2,5%
2,5+1,25	12	9	443	381	558	700	987	3,2%	2,3%
5,0+1,25	12	9	416	361	558	700	907	3,0%	2,6%
2,5+1,25	15	7,5	480	410	462	750	1049	3,1%	3,8%
5,0+1,25	15	7,5	461	403	462	750	977	3,0%	4,0%
2,5+1,25	15	9	539	465	605	800	1234	3,2%	3,1%
5,0+1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,5%	4,4%

**Tabel 8.7** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 60 minuten brandduur (met mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	288	271	293	400	486	3,6%	3,1%
5,0+1,25	6	6	280	266	293	400	450	3,7%	2,9%
2,5+1,25	9	6	348	307	356	500	597	3,5%	2,8%
5,0+1,25	9	6	334	294	356	500	552	3,4%	2,6%
2,5+1,26	9	9	434	385	563	600	827	3,9%	2,9%
5,0+1,25	9	9	429	384	563	600	764	3,6%	2,8%
2,5+1,25	12	6	409	341	366	600	776	3,3%	2,4%
5,0+1,25	12	6	397	335	366	600	714	3,1%	2,5%
2,5+1,25	12	9	527	442	627	700	970	3,7%	2,7%
5,0+1,25	12	9	499	419	627	700	893	3,4%	2,7%
2,5+1,25	15	7,5	524	431	509	750	1034	3,1%	3,7%
5,0+1,25	15	7,5	492	413	509	750	963	2,8%	3,4%
2,5+1,25	15	9	607	505	673	800	1125	3,6%	3,4%
5,0+1,25	15	9	571	474	673	800	1048	3,3%	3,1%

**Tabel 8.8** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 90 minuten brandduur (met mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	306	282	295	400	474	2,7%	2,6%
5,0+1,25	6	6	294	274	295	400	439	2,8%	2,3%
2,5+1,25	9	6	379	328	359	500	585	2,7%	2,5%
5,0+1,25	9	6	364	314	359	500	542	2,7%	2,2%
2,5+1,26	9	9	471	408	569	600	810	3,3%	2,2%
5,0+1,25	9	9	468	409	569	600	750	3,1%	2,2%
2,5+1,25	12	6	448	365	369	600	763	2,5%	2,6%
5,0+1,25	12	6	436	360	369	600	703	2,2%	2,4%
2,5+1,25	12	9	579	472	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+1,25	12	9	548	447	633	700	879	2,7%	2,3%
2,5+1,25	15	7,5	579	458	513	750	1019	2,6%	3,1%
5,0+1,25	15	7,5	550	446	513	750	950	1,9%	2,9%
2,5+1,25	15	9	670	532	679	800	1109	2,6%	3,1%
5,0+1,25	15	9	668	547	679	800	1034	2,3%	2,5%

**Tabel 8.9** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 120 minuten brandduur (met mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	360	281	287	400	462	3,1%	2,6%
5,0+1,25	6	6	305	281	287	400	429	3,2%	2,7%
2,5+1,25	9	6	398	339	351	500	574	3,0%	2,7%
5,0+1,25	9	6	386	328	351	500	532	3,0%	2,6%
2,5+1,26	9	9	500	426	551	600	794	3,9%	2,7%
5,0+1,25	9	9	492	422	551	600	736	3,6%	2,6%
2,5+1,25	12	6	476	377	360	600	750	2,8%	3,1%
5,0+1,25	12	6	464	374	360	600	692	2,4%	3,0%
2,5+1,25	12	9	616	487	614	700	938	3,6%	2,8%
5,0+1,25	12	9	626	470	614	700	865	3,4%	2,8%
2,5+1,25	15	7,5	625	485	501	750	1004	2,6%	3,6%
5,0+1,25	15	7,5	592	473	501	750	938	2,2%	3,4%
2,5+1,25	15	9	705	545	661	800	1093	3,2%	3,3%
5,0+1,25	15	9	676	530	661	800	1020	2,7%	3,2%

De resultaten van de parameterstudie gegeven in deze tabellen met het geavanceerde berekeningsmodel ANSYS zijn gebaseerd op de aanname dat de staalplaat-betonvloer is verbonden met alle stalen kolommen met additionele stalen wapeninstaven. Het is zeker dat deze constructieve detaillering de doorbuiging van de vloer kan reduceren, maar in werkelijkheid is deze niet altijd mogelijk, speciaal bij de randliggers. Het zal daarom erg belangrijk zijn om te weten of deze constructieve detaillering is toegepast en wat het gevolg op het globale gedrag van de vloer zal zijn. Een tweede serie van berekeningen werd gemaakt zonder deze constructieve detaillering en de resultaten zijn gepresenteerd op dezelfde wijze in Tabel 8.10 tot en met Tabel 8.13. Zeker, de maximum doorbuigingen zijn iets hoger dan hiervoor. Ze blijven echter bijna altijd lager dan die geschat volgens verschillende traditionele criteria. Bovendien is de maximum rek van het stalen wapeningsnet voor alle vloeren lager dan 5% voor alle gegeven brandwerendheden.

**Tabel 8.10** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 30 minuten brandduur (zonder mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	305	224	262	400	500	2,8%	2,4%
5,0+1,25	6	6	285	218	262	400	462	3,0%	2,2%
2,5+1,25	9	6	363	274	326	500	609	2,9%	2,2%
5,0+1,25	9	6	330	267	326	500	563	3,0%	2,1%
2,5+1,26	9	9	406	295	495	600	844	3,2%	2,2%
5,0+1,25	9	9	394	330	495	600	779	3,1%	2,4%
2,5+1,25	12	6	415	335	335	600	789	3,4%	2,1%
5,0+1,25	12	6	392	323	335	600	726	3,0%	2,2%
2,5+1,25	12	9	464	364	558	700	987	3,3%	2,2%
5,0+1,25	12	9	442	359	558	700	907	3,0%	2,5%
2,5+1,25	15	7,5	490	402	462	750	1049	3,2%	3,0%
5,0+1,25	15	7,5	463	390	462	750	977	2,8%	3,1%
2,5+1,25	15	9	569	472	605	800	1234	3,0%	3,6%
5,0+1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,1%	4,0%

**Tabel 8.11** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 60 minuten brandduur (zonder mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	348	264	293	400	486	3,7%	2,6%
5,0+1,25	6	6	325	248	293	400	450	3,7%	2,6%
2,5+1,25	9	6	400	310	356	500	597	3,5%	2,5%
5,0+1,25	9	6	380	298	356	500	552	3,6%	2,5%
2,5+1,26	9	9	493	373	563	600	827	3,5%	2,5%
5,0+1,25	9	9	481	385	563	600	764	3,2%	2,5%
2,5+1,25	12	6	463	359	366	600	776	4,0%	2,6%
5,0+1,25	12	6	435	346	366	600	714	3,8%	2,8%
2,5+1,25	12	9	587	445	627	700	970	3,8%	2,6%
5,0+1,25	12	9	548	423	627	700	893	3,5%	2,8%
2,5+1,25	15	7,5	565	444	509	750	1034	3,6%	3,2%
5,0+1,25	15	7,5	520	423	509	750	963	3,3%	3,0%
2,5+1,25	15	9	660	520	673	800	1125	3,1%	3,6%
5,0+1,25	15	9	607	483	673	800	1048	2,8%	3,4%

**Tabel 8.12** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 90 minuten brandduur (zonder mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	363	275	295	400	474	4,1%	3,0%
5,0+1,25	6	6	338	257	295	400	439	4,3%	3,1%
2,5+1,25	9	6	433	331	359	500	585	2,6%	2,3%
5,0+1,25	9	6	403	303	359	500	542	3,8%	3,0%
2,5+1,26	9	9	531	402	569	600	810	3,3%	2,0%
5,0+1,25	9	9	521	408	569	600	750	2,2%	2,2%
2,5+1,25	12	6	497	375	369	600	763	2,5%	2,4%
5,0+1,25	12	6	475	370	369	600	703	3,2%	2,2%
2,5+1,25	12	9	644	477	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+1,25	12	9	599	450	633	700	879	2,8%	2,2%
2,5+1,25	15	7,5	624	472	513	750	1019	2,2%	3,0%
5,0+1,25	15	7,5	582	457	513	750	950	1,9%	2,8%
2,5+1,25	15	9	726	548	679	800	1109	2,6%	2,8%
5,0+1,25	15	9	670	514	679	800	1034	2,3%	2,5%

**Tabel 8.13** Doorbuiging van de vloer en rek van het wapeningstaal voor 120 minuten brandduur (zonder mechanische link tussen plaat en kolommen)

Belasting [kN/m <sup>2</sup> ]	Overspanning1 L [m]	Overspanning2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		EOM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Rek Overspanning1 [%]	Rek Overspanning2 [%]
			Totaal	Plaat					
2,5+1,25	6	6	393	280	287	400	462	4,9%	3,8%
5,0+1,25	6	6	353	270	287	400	429	5,2%	3,7%
2,5+1,25	9	6	466	326	351	500	574	4,6%	4,1%
5,0+1,25	9	6	434	320	351	500	532	4,5%	3,9%
2,5+1,26	9	9	567	423	551	600	794	2,8%	2,9%
5,0+1,25	9	9	548	421	551	600	736	3,6%	4,5%
2,5+1,25	12	6	537	392	360	600	750	4,1%	2,6%
5,0+1,25	12	6	509	372	360	600	692	3,8%	2,6%
2,5+1,25	12	9	686	493	614	700	938	3,7%	2,8%
5,0+1,25	12	9	663	469	614	700	865	3,5%	2,7%
2,5+1,25	15	7,5	677	501	501	750	1004	3,2%	3,2%
5,0+1,25	15	7,5	625	485	501	750	938	2,8%	3,1%
2,5+1,25	15	9	767	560	661	800	1093	2,7%	3,5%
5,0+1,25	15	9	717	539	661	800	1020	2,8%	3,1%

## 8.5 Conclusie

De doel van de parameterstudie was om een gedetailleerde studie te maken van de eenvoudige ontwerpmethodede met behulp van geavanceerde berekeningsmodellen

die gevalideerd zijn bij een ISO standaardbrandtest. Uit de resultaten kan worden geconcludeerd dat:

- de eenvoudige ontwerpmethode met betrekking tot de draagkracht conservatieve resultaten geeft vergeleken met geavanceerde berekeningsmodellen;
- de prestatie van staalplaat-betonvloersystemen bij brand, voorspeld met de eenvoudige ontwerpmethode, aan de veilige kant zitten, wanneer traditionale doorbuigingscriteria gehanteerd worden gebaseerd op het gedrag van afzonderlijke constructieve elementen bij buiging;
- de rek van het stalen wapeningsnet in het algemeen onder 5% blijft, de minimum rekvoorwaarde aanbevolen door EN 1992-1-2 voor alle typen van wapeningstaal;
- mechanische verbindingen tussen de plaat en de kolommen niet nodig zijn. Desalniettemin zou een dergelijk constructiedetail de doorbuiging van een staalplaat-betonvloersysteem in een brandsituatie kunnen reduceren.

De resultaten afgeleid van deze parameterstudie laten duidelijk zien dat de eenvoudige ontwerpmethode volledig in staat is op een veilige wijze de constructieve prestatie te voorspellen van samenwerkende staalplaat-betonvloeren onderworpen aan een ISO standaardbrand, hetgeen als bewijs kan worden beschouwd dat de ontwerpmethode kan worden gebruikt in het constructieve ontwerp bij brand.

## 9 LITERATUUR

1. 'Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings' P288, The Steel Construction Institute, 2006.
2. 'The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire', A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999
3. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test.', Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
4. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test.', Building Research Establishment Report N152/95, June 1996
5. Wainman, W. and Kirby, B., Compendium of UK standard fire test data, No.1 - Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987
6. Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991.
7. Thomas, I. R., Bennetts, I. D., Dayawansa, P., Proe, D. J. and Lewins, R. R., 'Fire Tests of the 140 William Street Office Building.', BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992
8. Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994.
9. Brand Verhalten Von Stahl und Stahlverbund Konstruktionen (Fire behaviour of steel and composite construction), Verlag TUV Rheinland, 1986.
10. Johansen, K. W., 'The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs.', International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Congress, Liege, September 1948.
11. Ockleston A.J. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955;33(10):304-22
12. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory
13. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design
14. Park, R, Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28, pp125-150.
15. Wood R. H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London. 1961.
16. Taylor R. A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research VOL 17 NO. 53 Dec 1965 pp. 183-186
17. Kemp. K.O. Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces. The structural Engineer Vol 45, No.7 July 1967 pp. 235-240.
18. Sawczuk A. and Winniki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 111.



19. Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs Magazine of concrete research Vol. 20 No. 81 Dec 1968. pp 205-212.
20. Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, Engineering Structures, vol. 22, no12, pp. 1583-1595
21. Bailey C. G. & Toh, W.S. 'Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature', Fire Safety Journal, 42, oo425-436, 2007.
22. Hayes B. and Taylor R. Load-Testing RC slabs. The Consulting Engineer. Nov. 1969. pp 46-47
23. Taylor R., Maher D.R.H. and Hayes B. Effect of arrangement of reinforcement on the behaviour of the reinforce concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 18 No. 55. June 1966. pp 85-94
24. Moy S.S.J. Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 24 No. 81 Dec. 1972. pp 209-218.
25. Bailey, C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, Journal of Constructional Steel Research, 59, 2003, pp931-949.
26. Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, pp470-483.
27. Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06
28. O'Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. Struct Eng 2003;81(2):27-36.
29. Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. Struct Eng 1999; 77(8):15-21.
30. Bailey CG, Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. Engineering Structures 26 2004:1691-1703.
31. Wang YC. Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire tests. Fire, static and dynamic tests of building structures. Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March1996: 55-67
32. EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
33. EN 1994-1-2, Eurocode 2, Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
34. EN 1994-1-1, Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
35. EN 1993-1-8, Eurocode 3 Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN
36. EN 1992-1-1, Eurocode 2 Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
37. EN 1991-1-2 - Eurocode 1 " Actions on structures. General actions. " – Part 1-2: Actions on structures exposed to fire, CEN.
38. ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.

39. EN 1363-1 - Fire resistance tests – Part 1: General requirements, CEN.(35)

**MACS\***

Membraanwerking van staal-beton constructies  
tijdens brand

Constructieve Achtergronddocument

Versie 2012-1