

Stieltjesweg 1  
2628 CK Delft  
Postbus 155  
2600 AD Delft

[www.tno.nl](http://www.tno.nl)

T +31 88 866 20 00

## TNO-rapport

**TNO 2022 R10122**

# Probabilistische kwantificering van de veiligheid van bestaande breedplaatvloeren

Datum 18 april 2022

Auteur(s) Prof.Dr.Ir. R.D.J.M. Steenbergen  
Ir. G.G.A. Dieteren  
Ir. R. de Vries  
Ir. H. Borsje  
Prof.Ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder

Met bijdragen van Prof.Ir. S.N.M. Wijte (Adviesbureau Hageman)

Exemplaarnummer  
Oplage  
Aantal pagina's 163 (incl. bijlagen)  
Aantal bijlagen 6  
Opdrachtgever Ministerie van Binnenlandse Zaken  
Projectnaam Onderzoek bewezen sterkte breedplaatvloeren  
Projectnummer 060.44415

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belanghebbenden is toegestaan.

© 2022 TNO

## Managementsamenvatting

Na het bezwijken van de parkeergarage nabij Eindhoven Airport in 2017 zijn vraagtekens gerezen bij de betrouwbaarheid van bestaande betonnen breedplaatvloeren zoals deze zijn ontworpen en uitgevoerd op de wijze gebruikelijk in de periode vóór 2017. Dit heeft geleid tot het instellen van een onderzoeksplicht voor CC3 gebouwen door het ministerie van Binnenlandse Zaken per 1 april 2020 waarbij de beoordeling van breedplaatvloeren wordt uitgevoerd op basis van vastgestelde rekenregels.

De minister van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties heeft in 2020 aan TNO opdracht gegeven om uitgaande van het Bouwbesluit een methode uit te werken om voor bestaande constructies welke volgens NEN 8700 in gevolgklasse 2 (CC2) vallen, de betrouwbaarheid van de breedplaatvloeren te kwantificeren, rekening houdend met alle relevante beschikbare informatie. Dit betreft informatie met betrekking tot de constructieve sterkte bekend uit experimenten, het presteren van de bestaande voorraad vloeren zoals in de praktijk bewezen sterkte en het doorstaan van proefbelastingen.

Het TNO onderzoek richt zich op vloerconstructies waarbij sprake is van voeg(en) tussen breedplaten welke zorgen voor primaire krachtoverdracht en waarbij de koppelwaping, die voor de verbinding moet zorgen, op trek wordt belast. Deze krachtoverdracht is noodzakelijk om te voorkomen dat de vloer, en daarmee mogelijk een groter deel van het gebouw, bezwijkt.

Resultaten van diverse experimenten, uitgevoerd in binnen- en buitenland, laten zien dat de capaciteit van de voeg tussen twee breedplaatvloeren -afhankelijk van de hoeveelheid en lengte van de koppelstaven- lager kan zijn dan de waarden waarvan is uitgegaan tijdens het ontwerp van deze vloeren in Nederland. Daarnaast is er veel spreiding in de resultaten van eerdergenoemde experimenten. Het is echter ook zo dat er, afgezien van de ene vloer van eerder genoemde parkeergarage, geen andere gevallen bekend zijn in Nederland waarbij breedplaatvloeren zijn bezweken. Kortom, er zijn veel breedplaatvloeren die al geruime tijd zonder noemenswaardige problemen lijken te functioneren onder de betreffende gebruikscondities. Dit beeld wordt bevestigd door een aantal uitgevoerde proefbelastingen op een deel van de bestaande vloeren.

Om de betrouwbaarheid van de breedplaatvloeren te kunnen kwantificeren, rekening houdend met bovenstaande, is door TNO gekozen voor het ontwikkelen van een probabilistische beoordelingsmethode. Met deze methode is het mogelijk om alle typen informatie zoals hierboven vermeld en alle onzekerheden op een verantwoorde wijze mee te nemen en de vloeren direct te toetsen aan de in de vigerende regelgeving vereiste betrouwbaarheid. Voor de nieuwbouwsituatie zijn er inmiddels nieuwe verbeterde rekenregels.

Door TNO is een groot aantal typologieën van breedplaatvloeren beschouwd en met het probabilistische model doorgerekend. Hiermee is het mogelijk om tot oordeelsvorming te komen onder welke omstandigheden de vloeren als voldoende betrouwbaar gezien kunnen worden en onder welke omstandigheden de vloeren niet voldoen aan de betrouwbaarheidseis. Middels het door TNO ontwikkelde probabilistische model kan een grote versnelling in de beoordeling van de bestaande CC2 constructies worden gerealiseerd. De variatie in de geanalyseerde typologieën betreft: de overspanningslengte en dikte van de vloer, de lengte van de

koppelstaven, het wel of niet opruwen van de breedplaten, en diverse andere omstandigheden zoals belastingen.

Samenvattend kan voor breedplaatvloeren met primaire krachtoverdracht over één of meer naden in gebouwen die ten minste 5 jaar oud zijn (vóór 2017 opgeleverd) en in gebruik genomen zijn, het volgende worden geconcludeerd met betrekking tot de minimale betrouwbaarheid zoals voorgeschreven in NEN 8700 die door het Bouwbesluit wordt aangewezen:

- statisch onbepaald opgelegde verdiepingsvloeren met een overspanning tot en met 8,5 meter voldoen aan de betrouwbaarheidseis voor afkeur<sup>1</sup> voor CC2 constructies uit NEN 8700;
- statisch onbepaald opgelegde verdiepingsvloeren met een overspanning groter dan 8,5 meter voldoen niet aan de betrouwbaarheidseis voor afkeur voor CC2 constructies uit NEN 8700, tenzij er sprake is van nabewerkt oppervlak van de breedplaat en géén toepassing van gewichtsbesparende elementen: in die gevallen voldoen de vloerconstructies tot een onderzochte overspanning van 10 m;
- geïsoleerde dakvloeren voldoen aan betrouwbaarheidseis voor afkeur voor CC2 uit NEN 8700, de onderzochte bovengrens van de overspanning bedraagt hierbij 10 m;
- niet-geïsoleerde dakvloeren welke onderhevig zijn aan directe zonbestraling voldoen niet aan betrouwbaarheidseis voor CC2 uit NEN 8700;

Met betrekking tot de overige in de constructeurswereld gebruikelijke eisen aan de breedplaatvloeren op het gebied van constructiegedrag en lange-termijn instandhouding is het volgende geconcludeerd:

- Hoewel deze situaties naar verwachting niet of nauwelijks voorkomen dient er bijzondere aandacht te worden besteed aan de vloeren of vloerdelen die statisch bepaald opgelegd zijn<sup>2</sup>; deze vloeren voldoen niet tenzij aangetoond kan worden dat vloeien van de koppelwapening met voldoende betrouwbaarheid het bepalende faalmechanisme is.
- Gebouwconstructies met korte koppelstaven tussen de breedplaten voldoen niet daar er sprake is van een zeer bros bezwijkgedrag.

De conclusies zijn uitgebreider weergegeven in hoofdstuk 10 van dit rapport. In dat hoofdstuk zijn ook de nadere randvoorwaarden bij het gebruik van deze conclusies weergegeven.

In het rapport is de situatie bij brand ook beschouwd. De geanalyseerde vloeren hebben voor brand dezelfde betrouwbaarheid voor de gebruiker als onder normaal gebruik. Aandachtspunten in het kader van de hulpverlening bij brand zijn in het rapport opgenomen; deze richten zich op gebouwen waarin korte koppelstaven zijn toegepast.

---

<sup>1</sup> Het 'afkeurniveau' uit de NEN 8700 komt overeen met het niveau 'bestaande bouw' uit het Bouwbesluit.

<sup>2</sup> Statisch bepaald betekent opgelegd op twee opleggingen zonder dat de vloeren doorlopen over de opleggingen.

Dit rapport geeft een overzicht van de opbouw en de ontwikkeling van het probabilistische model en de uitkomsten van de berekeningen. Dit rapport is niet bedoeld om direct in de praktijk te worden toegepast. Als schakel tussen dit rapport en de praktijk zal een stappenplan worden ontwikkeld, rekening houdend met de bevindingen in dit rapport.

## Voorwoord

Na het bezwijken van de parkeergarage nabij Eindhoven Airport in 2017 zijn vraagtekens gerezen bij de betrouwbaarheid van bestaande betonnen breedplaatvloeren zoals deze zijn ontworpen en uitgevoerd op de wijze gebruikelijk in de periode vóór 2017. Dit heeft geleid tot het instellen van een onderzoeksplicht voor CC3 gebouwen door het ministerie van Binnenlandse Zaken per 1 april 2020 waarbij de beoordeling van breedplaatvloeren wordt uitgevoerd op basis van vastgestelde rekenregels.

De minister van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties heeft in 2020 aan TNO opdracht gegeven om uitgaande van het Bouwbesluit een methode uit te werken om voor bestaande constructies welke volgens NEN 8700 in gevolgklasse 2 (CC2) vallen, de betrouwbaarheid van de breedplaatvloeren te kwantificeren.

Om de betrouwbaarheid van de breedplaatvloeren te kwantificeren is door TNO gekozen voor het ontwikkelen van een probabilistische beoordelingsmethode. Met deze methode is het mogelijk om alle typen informatie en alle onzekerheden daarin op een verantwoorde wijze mee te nemen en de vloeren direct te toetsen aan de in de vigerende regelgeving vereiste betrouwbaarheid. De informatie betreft de volgende aspecten: informatie met betrekking tot de constructieve sterkte bekend uit experimenten en informatie met betrekking tot het presteren van de bestaande voorraad vloeren zoals in de praktijk bewezen sterkte en het doorstaan van proefbelastingen.

TNO is een onafhankelijk kennisinstituut dat grote waarde hecht aan de zorgvuldigheid van haar onderzoek. De voor dit project gebruikte systematiek van bewezen sterkte is een nog niet algemeen in de praktijk aanvaarde methode in bouwrichtlijnen. Gezien het belang van de uitkomsten en de noviteit van de toegepaste methode zijn, boven op de gebruikelijke kwaliteitsstandaarden van TNO, een aantal aanvullende maatregelen genomen voor kwaliteitsborging.

Tijdens het onderzoek zijn diverse gesprekken geweest met belanghebbenden. Er zijn ook stukken door derden aangeleverd. Al deze stukken zijn door TNO bekeken en beoordeeld. Daar waar relevant zijn ze door TNO meegenomen in het onderzoek.

Opdrachtgever is door TNO op de hoogte gesteld van personen die bij onderzoek betrokken zouden worden en hun eerdere affiliaties. BZK heeft ingestemd met deze onderzoekers en hun rol in het onderzoek.

Door binnen het projectteam expertise met verschillende experts per vakgebied in te richten is zorgvuldigheid betracht. Prof.Dr.Ir. R.D.J.M. Steenberghe, Prof.Ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder en Ir. R. de Vries waren verantwoordelijk voor de uitwerking van de probabilistische (betrouwbaarheids)aspecten van het onderzoek. Ir. G.G.A. Dieteren nam de constructieve en materiaalkundige aspecten voor zijn rekening; op dit gebied is ook input verkregen van Prof.Ir. S.N.M. Wijte (Advies Bureau Hageman). Deze input is volgens de TNO standaarden beoordeeld en na review verwerkt. Daarnaast hebben alle teamleden het gehele rapport kritisch gereviewd.

Om de onafhankelijkheid en de kwaliteit van het onderzoek te waarborgen is ervoor gekozen om de onderzoeksmethode en interpretatie van de resultaten voor te leggen aan een expert panel. Het expert panel heeft een peer review uitgevoerd op dit onderzoeksrapport. Leden van het expert panel zijn geselecteerd op basis van hun expertise en hebben de review op persoonlijke titel uitgevoerd. Het expert panel bestond uit:

- Prof.Dr.Ir. R. Caspee (UGent, Structural Reliability)
- Prof.Dipl.-Ing. J.N.J.A. Vambersky (TU Delft, emeritus hoogleraar Constructies van Gebouwen)
- Prof.Ir.Drs. J.K. Vrijling (TU Delft, emeritus hoogleraar Probabilistic Design and Hydraulic Structures)

Tijdens het proces van interne kwaliteitscontrole werd de kwaliteit van het onderzoek gecontroleerd door TNO specialisten, die buiten het onderzoeksteam stonden. Het rapport is volgens de standaardprocedure intern gereviewd door een niet bij het onderzoek betrokken collega, zijnde dr.ir. I.J.J. van Straalen; daarnaast is gezien het belang en bijzondere karakter van dit onderzoek extra verantwoordelijkheid genomen door het rapport ook te laten reviewen door de Director of Science van TNO Buildings, Infrastructure & Maritime; Prof.Dr.Ir. A.M. Adriaanse.

TNO heeft dit rapport geschreven met inachtneming van de NGWI.

Dit rapport is door het ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties voorgelegd aan de door hen ingestelde klankbordgroep Breedplaatvloeren; het commentaar van de klankbordgroepsleden is meegenomen in het definitief rapport.

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding .....</b>	<b>9</b>
1.1	Korte historie breedplaatvloeren .....	10
1.2	Doel onderzoek .....	11
1.3	Opbouw rapport.....	12
<b>2</b>	<b>Detailering en bezwijkvormen bestaande breedplaatvloeren.....</b>	<b>13</b>
2.1	Ontwerputgangspunten en hoofdfaalmechanismen breedplaatvloeren .....	13
2.2	Verschijningsvormen kritisch voegdetail.....	15
2.3	Mechanisch gedrag kritisch voegdetail.....	17
2.4	Faalmechanismen kritisch detail .....	20
2.5	Maatgevende vloervelden.....	22
<b>3</b>	<b>Methode voor het vaststellen van de betrouwbaarheid van bestaande breedplaatvloeren.....</b>	<b>26</b>
3.1	Denkkader veiligheid .....	26
3.2	Opzet faalkansberekening .....	28
3.3	Illustratie faalkansberekening met bewezen sterkte .....	30
<b>4</b>	<b>Beschrijving faalmechanismen volgend uit laboratoriumproeven .....</b>	<b>32</b>
4.1	Inleiding.....	32
4.2	Principes van verschillende faalmechanismen .....	33
4.3	Faalmechanisme 1: Aanhechting.....	34
4.4	Faalmechanisme 2: Afschuifweerstand gewapend aansluitvlak.....	37
4.5	Faalmechanisme 3: Uittrekken tralieligger.....	40
4.6	Faalmechanisme 4: Vloeien koppelwapening.....	42
4.7	Vervormingscapaciteit faalmechanismen 2, 3 en 4.....	43
4.8	Effectief oppervlak bij gewichtsbesparende elementen .....	44
4.9	Samenvatting .....	45
<b>5</b>	<b>Informatie vanuit het 'track record' .....</b>	<b>46</b>
5.1	Inleiding en methodebeschrijving .....	46
5.2	Overzicht input track record .....	47
5.3	Subpopulaties van breedplaatvloeren .....	49
5.4	Informatie vanuit proefbelastingen .....	53
<b>6</b>	<b>Belastingen.....</b>	<b>55</b>
6.1	Beschrijving parameters .....	55
6.2	Vloerbelasting met spreiding in ruimte en tijd .....	57
6.3	Parkeervloerbelasting.....	58
6.4	Dakvloerbelasting .....	58
6.5	Belastingen ten gevolge van verhindering opgelegde vervormingen.....	59
6.6	Brand .....	62
<b>7</b>	<b>Betrouwbaarheidsanalyse voor een maatgevend randveld .....</b>	<b>67</b>
7.1	Grenstoestandsfunctie.....	67
7.2	Berekening rotatiecapaciteit.....	72
7.3	Modelonzekerheden .....	74
7.4	Gegevens vloerparameters.....	75

7.5	Stochasten .....	77
7.6	Correlaties.....	78
<b>8</b>	<b>Berekeningsresultaten maatgevend randveld .....</b>	<b>79</b>
8.1	Inleiding.....	79
8.2	Randveld verdiepingsvloer.....	80
8.3	Randveld dakvloer.....	84
8.4	Overzicht resultaten.....	86
<b>9</b>	<b>Resultaten gevoeligheidsstudie .....</b>	<b>88</b>
9.1	Invloed vloerbelasting .....	88
9.2	Invloed ductiliteit .....	89
9.3	Statisch bepaalde vloervelden .....	90
9.4	Zettingen bij Eindhoven Airport .....	90
9.5	Meer kritische naden bij grote overspanningen .....	91
9.6	Invloed nabewerking bij traditioneel beton.....	92
9.7	Gedeeltelijk ingeklemd randveld .....	93
9.8	Diameter van de tralieligger in de breedplaat .....	94
9.9	Opbouw berekening bewezen sterkte .....	96
9.10	Invloed van proefbelastingen .....	97
9.11	Eindhoven 2 maal meegerekend .....	100
9.12	Overzicht resultaten.....	101
<b>10</b>	<b>Conclusies.....</b>	<b>104</b>
<b>11</b>	<b>Referenties.....</b>	<b>109</b>
<b>12</b>	<b>Ondertekening.....</b>	<b>111</b>
	<b>Bijlage(n)</b>	
	A Ductiliteit voeg	
	B Spreiding faalmechanismen uit experimenten	
	C Informatie vanuit het track record; parkeergarage Eindhoven Airport	
	D Betrouwbaarheidsanalyse voor statisch bepaald opgelegd vloerveld	
	E Beoordeling van axiale trekkrachten in randvelden van vloerschijven	
	F Schema berekeningsstappen	



# 1 Inleiding

Op 27 mei 2017 stortte een deel van de parkeergarage bij Eindhoven Airport in. Het gebouw was bijna gereed en zou een maand later in gebruik worden genomen. Bij de constructie van het gebouw was gebruik gemaakt van breedplaatvloeren. Hierbij worden geprefabriceerde betonnen plaalementen aangebracht die op de bouwplaats worden voorzien van verdere wapening en een opgestorte laag beton die verder wordt aangeduid als druklaag. Naar aanleiding van deze instorting bij Eindhoven Airport heeft nader onderzoek plaatsgevonden naar de weerstand van een breedplaatvloer ter plaatse van een voeg tussen twee breedplaten. Ter plaatse van de voeg is de wapening onder in de vloer, die in de breedplaten is opgenomen, onderbroken. Om toch voldoende weerstand te verkrijgen is daarom in de druklaag, boven de voeg, koppelwapening opgenomen. Deze wapening koppelt de wapening in beide breedplaten. Ten behoeve van dit onderzoek zijn o.a. experimenten uitgevoerd aan de TU Eindhoven [Hageman, (2019) & TUE (2021)] en de KU Leuven [Molkes (2021)]. In het verleden zijn onder andere ook experimenten aan DTU in Kopenhagen uitgevoerd [Gudmand-Høyer (2003-1) & (2003-2)].

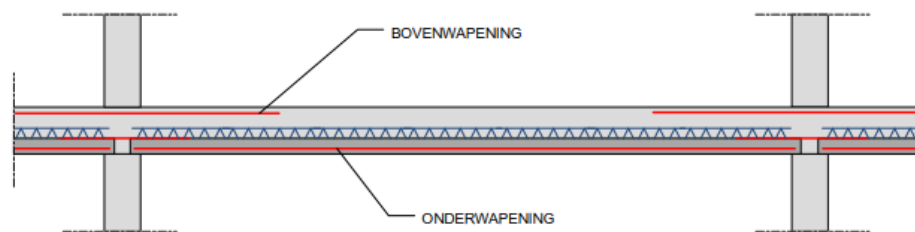
De bevindingen van het onderzoek naar de oorzaak van de instorting heeft geleid tot de vraag hoe veilig bestaande gebouwen zijn met breedplaatvloeren met een primaire krachtsoverdracht ter plaatse van de voeg tussen twee breedplaten. Enerzijds geven de uitkomsten van de experimenten weinig vertrouwen in de voegdetaïls [Wijte – Dieteren (2019) & Wijte – Dieteren (2020)], anderzijds functioneren veel gebouwen met dergelijke vloeren in Nederland. Ook zijn een aantal proefbelastingen - aangebracht op breedplaatvloeren in bestaande gebouwen - met succes doorstaan.

De minister van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties heeft naar aanleiding van bovenstaande vraag in 2021 TNO opdracht gegeven voor bestaande constructies welke conform het Bouwbesluit in gevolgklasse 2 (CC2) vallen, de betrouwbaarheid van de bestaande breedplaatvloeren te kwantificeren, rekening houdend met alle relevante informatie (informatie uit experimenten, presteren bestaande voorraad vloeren zoals bewezen sterkte en doorstaan eventuele proefbelastingen).

In dit rapport wordt een methode ontwikkeld voor een beoordeling van de betrouwbaarheid van bestaande breedplaatvloeren; deze wordt vervolgens ingezet om een uitspraak te doen over de betrouwbaarheid van de bestaande voorraad in Nederland. Het gaat hierbij dus nadrukkelijk niet om een ontwerpwijze voor nieuwe breedplaatvloeren, maar om een beoordelingsmethode voor bestaande vloeren zoals deze zijn uitgevoerd tot circa 5 jaar geleden. De beschouwde bestaande vloeren zijn dus minimaal 5 jaar oud ten tijde van het verschijnen van onderhavig rapport. Het vastleggen van de eisen aan nieuwbouw is onderwerp van discussie in NEN-normsubcommissie TGB Betonconstructies 351 001 09 en NEN-normcommissie 'Vooraf vervaardigde betonproducten' 353 055 en is geen onderdeel van de in dit rapport beschreven studie.

## 1.1 Korte historie breedplaatvloeren

De traditionele toepassing van de breedplaatvloer is die waarbij de breedplaat overspant van dragende wand naar dragende wand en de onderwapening in de vloer, die in de breedplaat is opgenomen, zo continu over de gehele lengte van de vloer aanwezig is, zie figuur 1.1. In de breedplaten werden oorspronkelijk tralieliggers toegepast om de breedplaten tijdens de productie en op de bouw te kunnen hijsen en tijdens het storten van de druklaag voldoende sterkte te geven. Daarnaast werden tralieliggers toegepast om het prefab beton en het in-situ beton te kunnen laten samenwerken, dit vooral bij de kopse einden van de breedplaten. Door aanpassing van het toepassingsgebied, het afdragen van belasting in twee richtingen - is de verbindingsfunctie van de tralieliggers ook bij de langsnaden belangrijk geworden, zie Figuur 1.2. De toepassing van breedplaten is onder andere beschreven in de Europese productnorm NEN-EN 13747 en daarvoor in de Nederlandse voornorm NVN 6725.



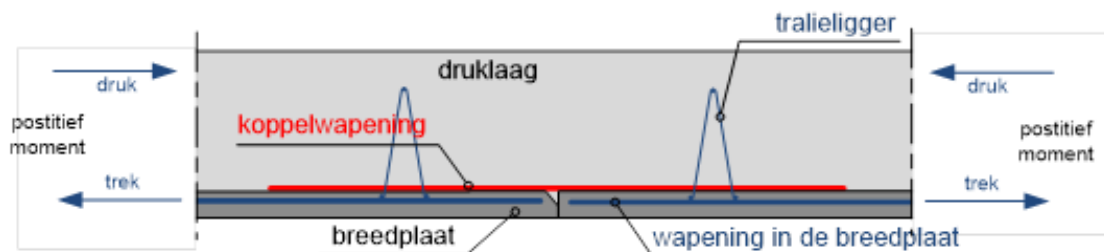
Figuur 1.1: Traditionele toepassing breedplaatvloeren opgelegd op wanden (bron: Hageman, 2019).

Bij de aanwezigheid van een gelijkmatig verdeelde belasting, is in de overspanningsrichting sprake van een primaire krachtsafdracht. In de richting haaks op de overspanning treden slechts momenten op van beperkte grootte. Bij een overspanning in één richting is de plaatwapening in de richting haaks op de overspanning daarom ook beperkt in hoeveelheid. De taak van deze wapening is het verdelen van op de vloer aangrijpende geconcentreerde lasten, waarvan het effect over een breedte moet worden gespreid. Bij een overspanning in één richting wordt de wapening in de richting loodrecht op de overspanning verdeelwapening genoemd. Ter plaatse van een naad tussen twee breedplaten is de in de breedplaten aanwezige verdeelwapening onderbroken. Bij vloeren waarop relatief kleine veranderlijke belastingen aangrijpen, zoals bij woningen, was het niet verplicht daarvoor in de druklaag aanvullende wapening aan te brengen. Bij hogere veranderlijke belastingen is het aanbrengen van dwarswapening over de voeg wel voorgeschreven. Deze wapening wordt over de voeg, op de breedplaten gelegd, voor het storten van de druklaag. In het algemene gebruik wordt deze wapening, koppelwapening genoemd. Opgemerkt wordt dat de term druklaag enigszins misleidend is, omdat in deze laag ook trekspanningen kunnen voorkomen waarvoor wapening nodig is.

Het toepassingsgebied van de breedplaatvloer is in de laatste dertig jaar uitgebreid van de hiervoor beschreven toepassing naar toepassingen waarbij in de druklaag gewichtsbesparende elementen zijn opgenomen en constructief meer complexe toepassingen zoals vloeren die worden ondersteund door kolommen, ook wel aangeduid als puntvormig ondersteunde vloeren of vlakke plaatvloeren.

Voorbeelden van gewichtsbesparende elementen zijn kunststof, met lucht gevulde bollen of bakken die boven de breedplaat in de druklaag worden opgenomen. Het gebruik van gewichtsbesparende elementen is beschreven in de productnorm. Het leidt evident tot een gewichtsreductie.

Bij diverse breedplaatvloeren zullen daarom ter plaatse van de naden tussen de breedplaten significante momenten aanwezig zijn die moeten kunnen worden weerstaan door de doorsnede ter plaatse van de naad. De weerstand tegen positieve momenten wordt dan bepaald door het beton van de druklaag en de aanwezige wapening onder in de doorsnede. Ten gevolge van de naad tussen de breedplaten, kan de benodigde wapening niet in de breedplaat worden opgenomen. In de praktijk wordt daarom, ter plaatse van de naad, dwars- of koppelwapening op de breedplaat aangebracht, zie figuur 1.2 en hoofdstuk 2 voor een nadere beschouwing. Het is van belang dat deze koppelwapening op een juiste wijze is gedimensioneerd en overlapt met de wapening in de breedplaat die dezelfde momenten moet weerstaan.



Figuur 1.2: Kritisch vloerdetail ter plaatse van de langsnaden van een breedplaatvloer met de effecten van een positief buigend moment.

## 1.2 Doel onderzoek

Het doel van het onderzoek in het onderhavige project, is het ontwikkelen van een toets waarbij de betrouwbaarheid van 'breedplaatvloeren met een kritisch detail' wordt beoordeeld in bestaande CC2 gebouwen. Het gaat uitsluitend om de beoordeling van bestaande vloeren gerealiseerd voor 2018. Met "breedplaatvloeren met een kritisch detail" worden vloeren bedoeld waarbij ter plaatse van naden (voegen) tussen breedplaatvloeren sprake is van een primaire krachtsoverdracht en waarbij de koppelwapening op trek wordt belast. Primaire krachtsoverdracht is krachtsoverdracht die noodzakelijk is om een evenwichtssituatie te kunnen verkrijgen. Er wordt gekeken naar vloeren met en zonder gewichtsbesparende elementen. Voor bestaande bouw wordt in het Bouwbesluit en NEN 8700 voor CC2 constructies geëist dat voor een referentieperiode van 15 jaar de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  minimaal gelijk is aan 2.5 (niveau afkeur).

Doel is ook een versnelling in de beoordeling te realiseren. Naar aanleiding van de gerezen twijfels (zie paragraaf 1.1) over de rekenkundige weerstand van de voegdetaïls zijn veel gebouwen met breedplaatvloeren door allerlei beperkingen pas na vele jaren aan de beurt voor een grondige beoordeling, en worden deze tot die tijd gewoon (of met lichte beperkingen) gebruikt. In de praktijk lijkt men zich daarbij niet uiterst ongemakkelijk te voelen; dit heeft vermoedelijk te maken met de aanwezigheid van de vele constructies die al geruime tijd zonder problemen lijken te functioneren onder de gebruikscondities tot dan toe. In het onderhavige project wordt de stap gezet van deze informele niet gekwantificeerde beschouwing naar

een formele gekwantificeerde beschouwing, waarbij de uitkomst getoetst kan worden aan een geaccepteerd criterium in de bouwregelgeving.

Om de geschetste doelen te bereiken is een methode ontwikkeld die mede rekening kan houden met het track record (het presteren van de bestaande voorraad vloeren) van deze bouwwijze in de praktijk. Dit vereist een probabilistische aanpak van de veiligheidsbeschouwing. Dit omdat een track record alleen in een probabilistische aanpak kan zijn meegenomen om alle onzekerheden op de juiste wijze te combineren tot een uitspraak over de faalkans van de vloerconstructie.

Dit rapport is niet bedoeld om direct in de praktijk te worden toegepast. Als schakel tussen dit rapport en de praktijk zal het voor dit doel bestaande stappenplan Hageman (2019-2) verder worden ontwikkeld, rekening houdend met de bevindingen in dit rapport. Voor veel aspecten in die procedure blijft nog steeds deskundigheid van de constructeur onmisbaar.

### **1.3 Opbouw rapport**

Het rapport is als volgt opgebouwd. In hoofdstuk 2 wordt nader ingegaan op de detaillering van in Nederland voorkomende bestaande breedplaatvloeren en de faalmechanismen van het kritische detail. In hoofdstuk 3 wordt de ontwikkelde methode toegelicht. Beschreven is hoe de betrouwbaarheidsanalyse opgezet wordt, gebruik makend van informatie vanuit laboratoriumexperimenten en bewezen presteren ('track record') van bestaande gebouwen met breedplaatvloeren. In hoofdstuk 4 wordt een beschrijving gegeven van de faalmechanismen beschikbaar vanuit de experimenten. In hoofdstuk 5 wordt de informatie, beschikbaar vanuit het track record, weergegeven. Het blijkt hierbij noodzakelijk met een 12-tal typische gevallen te gaan rekenen. In hoofdstuk 6 worden de modellen voor de belasting weergegeven, met speciale aandacht voor opgelegde vervormingen en de verandering daarvan. In hoofdstuk 7 wordt het rekenmodel voor een maatgevend vloerveld afgeleid. In hoofdstuk 8 worden de berekeningsresultaten weergegeven aangevuld met een gevoeligheidsstudie in hoofdstuk 9. Tot slot zijn in hoofdstuk 10 de conclusies geformuleerd.

## 2 Detaillering en bezwijkvormen bestaande breedplaatvloeren

In dit hoofdstuk wordt de detaillering beschreven die tot medio 2017 in Nederland gebruikelijk was bij breedplaatvloeren waarbij ter plaatse van naden (voegen) tussen breedplaatvloeren sprake is van een primaire krachtsoverdracht en waarbij de koppelwapening op trek wordt belast. In paragraaf 2.1 wordt beschreven welke bezwijkvormen en hoofdfaalmechanismen er worden onderkend bij deze vloeren. In paragraaf 2.2 wordt ingegaan op het voegdetail en in paragraaf 2.3 wordt toegelicht welke vloervelden maatgevend zijn in een beoordeling. De aandacht gaat uit naar de langsvoegen die een hoofdrol vervullen in de primaire krachtsoverdracht, omdat deze bij het kritische detail de zwakste schakel in de krachtsoverdracht zijn.

### 2.1 Ontwerputgangspunten en hoofdfaalmechanismen breedplaatvloeren

Bij breedplaatvloeren moeten de volgende onderdelen van de vloer constructief worden getoetst om de constructieve veiligheid te waarborgen:

- a) De onderwapening in de breedplaat moet voldoende zijn om in samenwerking met het beton van de druklaag het optredende veldmoment (positief moment) te weerstaan. Bij vloeren waarbij ter plaatse van naden (voegen) tussen breedplaatvloeren sprake is van een primaire krachtsoverdracht komt hierbij nog dat de detaillering nabij een naad tussen twee breedplaten zodanig moet zijn dat het veldmoment daar ook opgenomen kan worden door de koppelwapening op de breedplaat.
- b) De bovenwapening in de druklaag moet voldoende zijn om het optredende steunpuntsmoment (negatief moment) te weerstaan.
- c) De samenwerking tussen breedplaat en druklaag moet gewaarborgd zijn, hiertoe moet in het aansluitvlak voldoende afschuifcapaciteit aanwezig zijn om:
  - nabij de opleggingen de moment- en dwarskrachtweerstand te waarborgen en;
  - in het veld, bij positieve momenten, krachtsoverdracht van breedplaatwapening naar koppelwapening te waarborgen.

Ad a) en b):

In de normen, zoals NEN-EN 1992-1-1 + NB, is voorgeschreven dat de krachtsverdeling in vloeren moet zijn bepaald volgens de lineaire-elasticiteitstheorie, en dat herverdeling van momenten daarbij slechts zeer beperkt is toegestaan. Herverdeling van momenten doet echter niets af aan de grootte van de momentensom die in beide richtingen van de vloer moet kunnen worden opgenomen. Herverdeling van krachtsafdracht van één richting naar de andere richting, is bij puntvormig ondersteunde vloeren, in afwijking van vierzijdig ondersteunde vloeren, niet mogelijk.

In de praktijk wordt, voor het bepalen van de krachtsverdeling in deze constructies, vaak gebruik gemaakt van eindige elementen-methode programma's, die uitgaan van de lineaire-elasticiteitstheorie, of tabellen die dezelfde theorieën als grondslag hebben. De zo bepaalde krachtsverdelingen laten zien dat, in vloer waarbij ter plaatse van naden sprake is van een primaire krachtsoverdracht, in twee richtingen veld- en steunpuntsmomenten

optreden, die enigszins gelijkmatig zijn verdeeld over de breedte van de sneden met de maatgevende momenten.

Daar waar deze momenten optreden nabij steunpunten is er geen reden aan te nemen dat het ontwerp conform de geldende normen (zoals NEN-EN 1992-1-1) niet tot een adequate betrouwbaarheid zal leiden. Om een beperkte herverdeling tussen veld- en steunpuntmomenten mee te kunnen nemen wordt de momentcapaciteit bij het steunpunt wel beschouwd.

Echter kunnen er in de doorsneden ter plaatse van de naden tussen de breedplaten significante positieve momenten aanwezig zijn die o.a. moeten kunnen worden weerstaan door de koppelwapening ter plaatse van de naad. Hier zijn er zoals aangegeven in hoofdstuk 1 vraagtekens met betrekking tot de betrouwbaarheid van de weerstand en dan vooral daar waar het de overdracht van de trekkracht tussen de breedplaatwapening en de koppelwapening betreft. De focus van dit rapport betreft daarom de mogelijke bezwijkvormen nabij de naad. Het is van belang dat deze koppelwapening op een juiste wijze is gedimensioneerd en overlapt met de wapening in de breedplaat die dezelfde momenten moet weerstaan. In paragraaf 2.2 wordt daarom nader ingegaan op de detaillering van de naad.

Ad c):

Nabij steunpunten is het gebied tussen het maximum steunpuntmoment en het momentennulpunt beschikbaar om de drukkracht in de breedplaat over te dragen naar het beton in de druklaag. Voor gebieden met positieve momenten in het veld bepaalt de locatie van de tralieligger en de lengte van de koppelstaven het gebied waarover de krachtsoverdracht tussen breedplaatwapening en druklaagwapening plaats kan vinden. De detailleringwijze bepaalt ook in grote mate of de capaciteit voldoende is.

Met betrekking tot de dwarskrachtcapaciteit kan het volgende gezegd worden. Voor de dwarskrachtcapaciteit van breedplaatvloeren zijn onder andere voor breedplaatvloeren met gewichtsbeparende elementen in het verleden dwarskrachtproeven uitgevoerd, zie De Jong en Kleinman (2001) en CUR Aanbeveling 86 (2001). Hieruit zijn rekenregels afgeleid voor de dwarskrachtweerstand waarbij rekening is gehouden met de invloed van gewichtsbeparende elementen en de samenwerking tussen breedplaat en druklaag. Uit het onderzoek bleek dat met de in de praktijk toegepaste tralieliggers (zie volgende paragraaf voor een beschrijving van de tralieligger) in de gebieden nabij opleggingen voldoende samenwerking tussen druklaag en breedplaat gegenereerd kon worden. Om voldoende dwarskrachtweerstand te waarborgen kan het nabij steunpunten wel nodig zijn om hier geen gewichtsbeparende elementen te plaatsen en eventueel ook dwarskrachtwapening toe te passen. Aangaande de dwarskrachtweerstand van breedplaatvloeren blijkt dat in de praktijk hier de rekenregels uit de van toepassing zijnde ontwerpnormen, inclusief de aanvullingen in CUR Aanbeveling 86 en eventuele productnormen worden toegepast. Zoals uit De Jong en Kleinman (2001) is gebleken, is er geen reden om aan te nemen dat de dwarskrachtcapaciteit van breedplaatvloeren lager is dan volgend uit de vereiste betrouwbaarheidsindex voor nieuwbouw.

Zoals in paragraaf 1.1 aangegeven is bij optreden van positieve momenten nabij een naad een krachtsoverdracht van breedplaatwapening naar de koppelwapening nodig over de aansluiting van breedplaat en druklaag. O.a. uit de onderzoeken gerapporteerd in Hageman (2019-1) bleek dat de in het verleden toegepaste

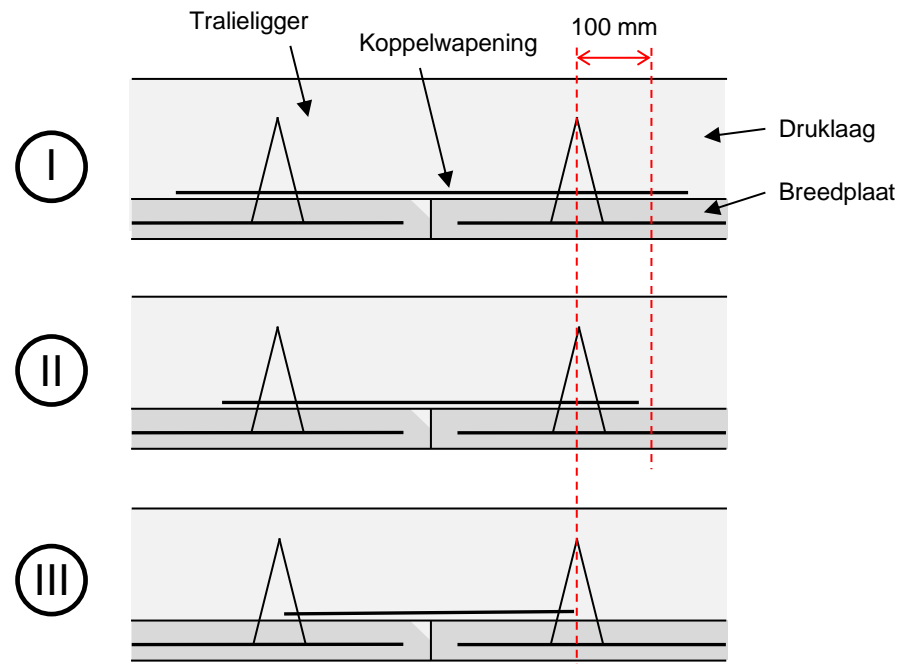
ontwerpwijze onvoldoende kan zijn om hier de benodigde weerstand met de vereiste betrouwbaarheid te kunnen waarborgen. Dit komt dan met name daar in het verleden ervan uitgegaan werd dat koppelwapening vanaf de naad direct volledig actief verondersteld kan worden waar het onderzoek zoals gerapporteerd in Hageman (2019-1) duidelijk maakte dat met name het deel van de koppelwapening welke doorloopt tot voorbij de tralie in rekening gebracht kan worden voor de krachtsoverdracht. In het onderzoek zoals gerapporteerd in Hageman (2019-1) werd met name gekeken naar de langsnaden van de breedplaten. Dit is de lange zijde van de rechthoekige plaat waar de in de plaat aanwezige tralieliggers parallel aan lopen. De naad aan de korte zijde van de breedplaat wordt ook wel kopnaad genoemd; hier lopen de tralieliggers in de regel door tot vlakbij de naad en zijn deze haaks hierop georiënteerd. In de regel zijn kopnaden in vloervelden aanwezig in gebieden waar negatieve en/of relatief beperkte positieve momenten optreden, dit daar in de regel de kopnaden dicht bij een momentennulpunt liggen en zodoende minder grote positieve momenten hoeven over te dragen.

Focus van het onderhavige onderzoek ligt op breedplaatvloeren waar ter plaatse van de langснаad sprake is van positieve momenten (primaire krachtsafdracht) en een overdracht van trekkrachten van de breedplaatwapening naar de koppelwapening en visa versa.

## 2.2 Verschijningsvormen kritisch voegdetail

Met betrekking tot uitvoeringswijze van de vloer ter plaatse van de voeg tussen de breedplaten kunnen zich in hoofdzaak een drietal detailleringen voordoen bij bestaande gebouwen met breedplaatvloeren vervaardigd voor de instorting van de parkeergarage bij Eindhoven Airport in 2017: (I) de koppelwapening loopt door tot meer dan 100 mm achter de tralieliggers, of (II) de koppelwapening steekt minder dan 100 mm door tot achter de tralieliggers en (III) de koppelwapening eindigt voor of ter plaatse van de tralieliggers. Voor de afstand van de tralieligger tot de rand van de breedplaat geldt dat in de normen en richtlijnen die hierop van toepassing zijn of waren (NVN 6725 en NEN-EN 13747) in Nederland de tralie op maximaal 400 mm van de rand van de naad geplaatst mocht worden. Door uitvoeringstoleranties kon de tralieligger in de praktijk tot op 450 mm geplaatst worden. Navraag bij fabrikanten leert dat in de regel de afstand van 400 mm in Nederland het meest toegepast. Een kortere afstand is mogelijk hetgeen volgens de in Hageman (2019-1) afgeleide beoordelingsaanpak bij gelijke lengte van de koppelstaven gunstiger is voor de weerstand van het detail omdat de overdracht van de trekkracht vanuit de koppelwapening naar de breedplaatwapening achter de tralieligger beter verzorgd is.

Tot medio 2017 werd voor de lengte van de koppelwapening niet altijd strikt uitgegaan van de volgens de dan geldende normen en richtlijnen benodigde verankeringslengte en/of overlappingslengte van de koppelwapening. In Tabel 20 van Hageman (2019-1) is weergegeven hoe de rekenkundig volgens een van de normen geldende lengte zich verhoudt tot de in de praktijk vaak gevonden lengtes, deze lengtes zijn in het verleden uitgezet vanaf de naad tussen de breedplaten. In paragraaf 5.3 in tabel 5.1 worden op basis daarvan een 12-tal typische gevallen beschreven.



Figuur 2.1: Detailleringwijzen van de voeg (niet op schaal).

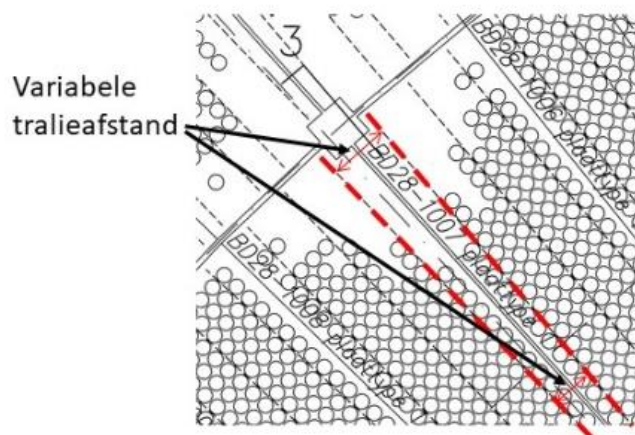
Detailleringwijze I is de detailleringwijze zoals die in de regel wordt toegepast voor langsvoegeen waarin koppelstaven met een diameter van 10 mm of meer zijn toegepast, de lengte van de staven vanaf de naad is dan groter dan 500 mm. De koppelwapening loopt dan 100 mm of meer door tot achter de eerste tralieligger. Dit daer de benodigde verankeringlengte van de koppelstaven  $\varnothing 10$  over de naad, indien ontworpen volgens de normen die golden ten tijde van productie<sup>3</sup>, minimaal 1150 mm behoort te zijn. Met een maximale tralieafstand van 400 mm, gemeten vanaf de naad, is dan aan beide zijden de lengte van de koppelstaaf achter de tralieligger theoretisch ten minste 175 mm.

Bij voegaansluitingen waar de benodigde momentweerstand beperkt is, zullen ook de benodigde trekkrachten in de koppelwapening beperkt zijn, waardoor koppelwapening met kleinere diameters kan worden toegepast met daarbij behorende kortere lengte. Hierbij loopt de koppelwapening, indien ontworpen volgens de normen die golden ten tijde van de productie, door tot voorbij het hart van de eerste tralieligger maar minder dan 100 mm. In dergelijke gevallen is er sprake van detailleringwijze II.

Tevens kunnen er - in uitzonderingen - situaties voorkomen waarbij de tralie verder van de voeg gesitueerd is, bijvoorbeeld bij niet rechthoekige gebouwplattegronden waar ook niet rechthoekige breedplaten toegepast worden. Tralies staan dan bij delen van een voeg op grotere afstand dan 400 mm (zie figuur 2.2). De detailleringwijzen II en III zijn dan bij een deel van een voeg aanwezig.

<sup>3</sup> Vanaf eind jaren negentig was dit NVN 6725 al dan niet in combinatie met CUR Aanbeveling 86, ten tijde van de introductie van NEN-EN 1992-1-1 werd ook productnorm NEN-EN 13747 van toepassing waaraan vanaf dat moment voldaan moest worden.





Figuur 2.2: Voorbeeld variabele tralieafstand bij breedplaten met variërende breedte.

Daarnaast zijn er gevallen bekend waarbij de tralie verschoven is in verband met gewichtsbesparende elementen al dan niet gecombineerd met kleine diameters koppelstaven met beperkte lengte. Ook dan is detailleringwijze III mogelijk, hierbij steken de koppelstaven in de regel tot net voor het hart van de tralieligger.

Kenmerkend verschil tussen detailleringwijzen I en III is dat bij detailleringwijze III bij belasting door een veldmoment een scheur in de vloerconstructie kan ontstaan die geen enkele wapeningsstaaf kruist. Er treedt een horizontale scheur op vanaf de naad, door het aansluitvlak tussen de breedplaat en de druklaag die bij het einde van de koppelstaven in het ongewapend beton van de druklaag in verticale richting doorloopt. Dit leidt tot een brosse breuk. Het optreden van brosse breuk in een gewapend betonvloer is in beginsel ontoelaatbaar en niet in overeenstemming met de uitgangspunten voor ontwerpregels in de normen.

Zoals hiervoor aangegeven zijn er ook gevallen bekend waarbij detailleringwijze III over grote delen van de naad voorkomt. Deze situatie is daarom expliciet beschouwd.

Indien echter dit mechanisme optreedt bij scheve platen, waar detailleringwijze III over slechts een deel van de voeg aanwezig is, kan in breedterichting herverdeling plaatsvinden naar de rest van de voeg met detailleringwijze II en/of I; dit wordt geacht afgedekt te zijn met een beschouwing waarbij detailleringwijze II over de volledige voeg aanwezig is.

Bij de in deze studie beschouwde 12-tal typische gevallen (zie tabel 5.1) is rekening gehouden met de mogelijke variatie in lengte van de koppelwapening en de plaatsing van de tralieligger ten opzichte van de rand om zodoende zoveel mogelijk de in de praktijk voorkomende detailleringwijzen mee te nemen. Dit betreft dan de detailleringwijzen I, II en III in verschillende uitvoeringsvormen.

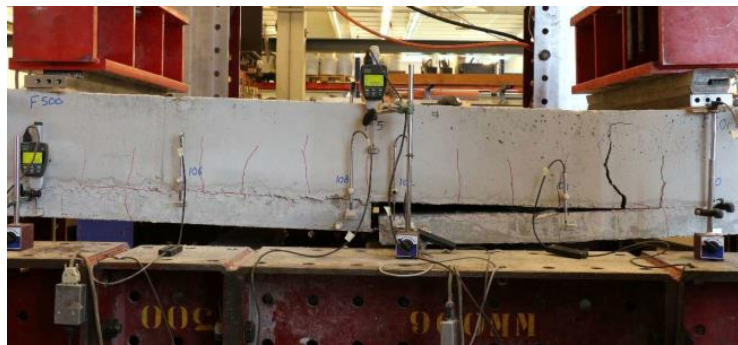
### 2.3 Mechanisch gedrag kritisch voegdetail

Afhankelijk van de detailleringwijze zijn er verschillende bezwijkvormen te onderscheiden welke op kunnen treden. Bij de in Hageman (2019-1) beschreven experimenten (detaileringwijze I) traden in het algemeen twee soorten bezwijken op: het vloeien van de koppelwapening werd bereikt of het aansluitvlak tussen de breedplaat en de druklaag bezweek. Daarbij zet een horizontale scheur in het aansluitvlak tussen breedplaat en druklaag zich voort tot het einde van de

koppelwapening en die daarna verticaal omhoog loopt, waarbij de tralieligger, die door het gescheurde aansluitvlak loopt, uit de breedplaat wordt getrokken (zie figuur 2.3 en figuur 2.4). Voorafgaand aan het bezwijken van de proefstukken door uitrekken van de tralieligger ontstaat er een horizontale scheur in het aansluitvlak tussen breedplaat en druklaag. Hierbij is het aansluitvlak op afschuiving bezweken maar kan er nog een evenwicht gevormd worden waardoor het proefstuk doorbelast kon worden, of ten minste bij een toenemende verplaatsing nog weerstand kan bieden, totdat de tralieligger uit het aansluitvlak getrokken wordt.

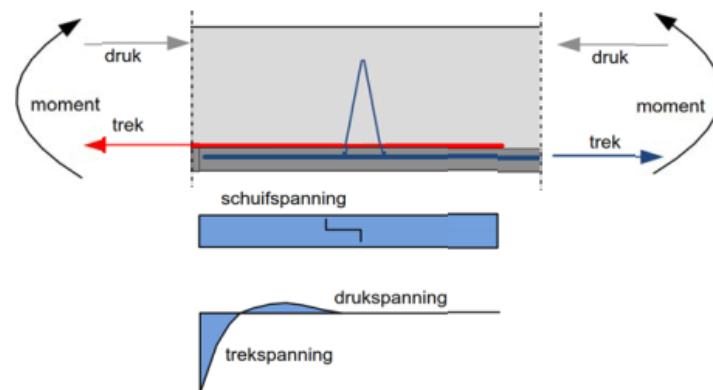


Figuur 2.3: Bezwijken na vloeien van de koppelwapening, proefstuk R2 (Hageman 2019) met detailleringwijze I.



Figuur 2.4: Bezwijken door onthechten van het aansluitvlak, proefstuk T2 (Hageman 2019) met detailleringwijze I.

In het aansluitvlak tussen breedplaat en druklaag treden, reeds voordat de wapening na het ontstaan van verticale buigscheuren actief wordt, schuifspanningen op ten gevolge van het overdragen van de trekspanningen vanuit de onderzijde van de druklaag naar de breedplaat en trek- en drukspanningen op ten gevolge van het aan de breedplaat opleggen van de kromming die de druklaag ondergaat, zie figuur 2.5. Na het optreden van buigscheuren nabij de naad tussen de breedplaten moet de kracht in de wapening in de breedplaat overgedragen worden aan de koppelstaven in de druklaag. Vanuit de ribben op de wapening zullen schuin georiënteerde drukdiagonalen ontstaan tussen de staven. Om het geheel in evenwicht te laten zijn, ontstaan tegelijkertijd hierbij in verticale richting (haaks op de staven) trekkrachten welke haaks door het aansluitvlak lopen. Deze trekspanning zal in eerste instantie volledig opgenomen worden door de aanhechting tussen het beton van de breedplaat en de druklaag, na het overschrijden van de aanhechtcapaciteit zal de kracht door de aanwezige wapening (tralieligger) en een beperkte bijdrage van het beton (haakweerstand) overgedragen worden.



Figuur 2.5: Spanningen in het aansluitvlak (Hageman 2019).

Het moment waarop de scheur ontstaat, wordt bepaald door de aanhechtsterkte van het aansluitvlak. In Hageman (2019-1) is dit nader onderzocht en bleek onder andere dat de wijze van nabewerken van de breedplaat (wel of niet opgeruwd), het type beton van de breedplaat en de positie van de tralieligger (400 mm vanaf de rand of dichterbij) van invloed te zijn op deze scheurontwikkeling, tijdstip van ontstaan en wijze van doorgroeien tijdens het opvoeren van de belasting. Bij proefstukken met de tralie op 400 mm en geen opgeruwd stortvlak van de breedplaat neemt de scheurwijdte relatief snel toe totdat de scheur de positie van de tralieligger bereikt. Deze scheurontwikkeling gaat gepaard met een relatief sterke toename van de kromming. Bezwijken treedt op als de horizontale scheur is doorgegroeid tot voorbij de tralieligger. Hierbij wordt de tralieligger uit de breedplaat getrokken, hierbij is dus de treksterkte van het beton van de breedplaat en de verankeringsdiepte van de tralieligger in de breedplaat bepalend.

Bij de proefstukken met de tralieligger nabij de rand, ontstaat de scheur weliswaar ook relatief snel maar blijft de wijdte aanvankelijk beperkt door de aanwezige gunstiger gepositioneerde tralieligger. Ook hier kan uiteindelijk, bij het bezwijken van de vloer de tralieligger uit de breedplaat worden getrokken.

Bij de proefstukken met een opgeruwd stortvlak van de breedplaat is de aanhechting van de druklaag aan de breedplaat sterker en is voor een vergelijkbaar proefstuk een duidelijke toename van de scheurwijdte pas zichtbaar bij een hoger belastingniveau. In Hageman (2019-1) is dan ook geconcludeerd dat afhankelijk van de hechtsterkte en oppervlakte ruwheid een horizontale scheur tussen breedplaat en druklaag bij een hoger belastingniveau zal ontstaan. De aanwezige tralieligger in de breedplaat zal verdere scheurgroei beperken. De koppelwapening (als één van de twee wapeningstaven waartussen door middel van een overlappingslas een krachtoverdracht moet plaatsvinden) is effectiever, beter verankerd, naarmate de lengte hiervan achter de tralieligger groter is. Plaatsing van de tralieligger dicht bij de rand van de breedplaat is dus voor de capaciteit van de koppelwapening gunstig. In relatie tot de onderliggende breedplaatwapening (als een andere van de twee wapeningstaven waartussen door middel van een overlappingslas een krachtoverdracht moet plaatsvinden) geldt het tegenovergestelde. Men moet bij een dergelijke overlappingslas – in deze context – zowel voor de koppelwapening als voor de breedplaatvloerwapening dezelfde aandacht hebben. In de hier beschouwde voorraad bestaande breedplaatvoeren moet opgemerkt worden dat plaatsing van de tralieligger nabij de rand niet gebruikelijk was (zoals wel vaak in buitenlandse proeven beschreven).

De focus van het onderzoek is zodoende breedplaatvloeren met een eerste tralieligger op 300 mm of meer van de naad.

## 2.4 Faalmechanismen kritisch detail

In Hageman (2019-1) is het bezwijken van het aansluitvlak met detailleringwijze I (Figuur 2.1) zonder dat vloeien van de koppelwapening optreedt, beschreven middels twee mechanismen:

- bezwijken van een gewapend aansluitvlak door het overschrijden van de afschuifsterkte (zie paragraaf 4.4 voor nadere uitwerking);
- bezwijken van een gewapend aansluitvlak door het uittrekken van de tralieligger(s) (zie paragraaf 4.5 voor nadere uitwerking).

Bij detailleringwijze II is het uittrekken van de tralieligger niet waargenomen als maatgevend faalmechanisme in de uitgevoerde proeven. In plaats daarvan zal het gewapende aansluitvlak bezwijken waarbij de eventuele, maar korte verankering van de koppelwapening in of achter de tralieligger zal bezwijken. Ook dit mechanisme is niet beschouwd in Hageman (2019-1) .

Voor aansluitvlakken uitgevoerd volgens detailleringwijze III (figuur 2.1) is er sprake van een ongewapend aansluitvlak waarbij na het overschrijden van de hechtsterkte het proefstuk bezwijkt. Dit mechanisme is niet beschouwd in Hageman (2019-1) .

Als een en ander verder wordt uitgewerkt zodat bezwijken bij zowel detailleringwijze I als bij detailleringwijze II en III kan worden beschreven, zijn de volgende vier faalmechanismen voor het detail te onderkennen:

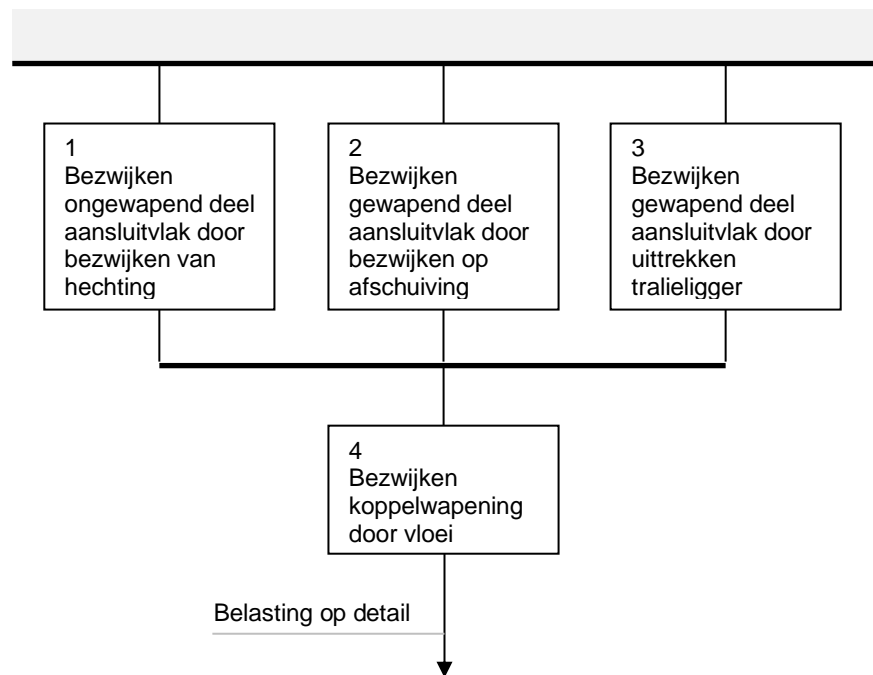
1. Bezwijken ongewapend aansluitingsvlak op aanhechting;
2. Bezwijken gewapend aansluitingsvlak op afschuiving;
3. Bezwijken door uittrekken van de tralieligger; en
4. Bezwijken na vloeien van de koppelwapening.

Afhankelijk van de effectieve lengte van de koppelstaven achter de tralie c.q. de positie van de tralie en de ruwheid van het aansluitvlak zijn de vier bezwijkvormen mogelijk:

- Voor detailleringwijze I zijn alle vier de faalmechanismen mogelijk;
- Voor detailleringwijze II zijn de faalmechanismen 1, 2 en 4 mogelijk;
- Voor detailleringwijze III zijn de faalmechanismen 1 en 4 mogelijk.

Daar de koppelstaven en de wapening in de breedplaat niet in één vlak liggen zal er ook een moment optreden door het koppel tussen beide staven. Dit effect is in de te beschouwen mogelijke faalmechanismen (zie hoofdstuk 4) impliciet meegenomen daar dit ook in de proeven optreedt en dus bepalend is voor de aanwezige capaciteit.

Het optreden van de faalmechanismen 1 t/m 3, die alle betrekking hebben op het aansluitvlak, zullen ieder afzonderlijk geen aanleiding geven tot bezwijken van het detail. De voorwaarden voor toepassing van faalmechanisme 1 t/m 3 is bij de omschrijving van de modellen in detail gegeven in hoofdstuk 4. In de keten staan faalmechanismen 1 t/m 3 daarom parallel geschakeld en vervolgens gezamenlijk in serie met mechanisme 4, het vloeien van de koppelwapening (zie figuur 2.6). Zoals hiervoor aangegeven zijn niet alle faalmechanismen mogelijk bij alle 3 de detailleringvormen. Voor figuur 2.6 geldt dan dat indien een faalmechanisme niet mogelijk geacht wordt deze gelijk aan 0 gesteld kan worden.



Figuur 2.6: Schematische weergave combinatie van faalmechanismen van de voeg. De overige faalmechanismen van de breedplaatvloer zijn afgedekt door een correct ontwerp conform de normen.

Een bezwijkmechanisme met falen van de tralieligger (i.e. door vloeien van de verticale benen dan wel het bezijken van de puntlassen) is in hoofdstuk 4 beschouwd door voor faalmechanisme 3 grenzen te stellen aan de mogelijke bijdrage. Hierbij is in de beschikbare proeven uitgegaan van tralieliggers met lassen zoals die in de praktijk worden toegepast.

De verwerking van de faalmechanismen in het rekenprogramma (zie Hoofdstuk 3) gebeurt aan de hand van de grenstoestandsfuncties. Deze functies zijn gedefinieerd als het verschil tussen de sterkte en het belasting(effect). Er wordt daarbij niet alleen rekening gehouden met de capaciteit (piekwaarde) van het mechanisme, maar ook met de beperkt aanwezige ductiliteit. (Alleen voor faalmechanisme 1 is er geen sprake van ductiliteit en kan er gemakshalve ook worden uitgegaan van een elastische berekening.) De grenstoestandsfuncties worden voor ieder faalmechanisme apart berekend, resulterend in waarden  $Z_{R1}$  t/m  $Z_{R4}$ . De uiteindelijke  $Z$ -waarde waarmee wordt bepaald of falen optreedt ( $Z < 0$ ) volgt uit de hierboven beschreven combinatie:

$$Z = \min(\max[Z_{R1}, Z_{R2}, Z_{R3}], Z_{R4}) \quad (2.1)$$

Deze vergelijking bepaalt dus ook welk mechanisme optreedt. In dit rapport wordt de grenstoestandsfunctie ook wel geschreven als  $g(X)$ .

## 2.5 Maatgevende vloervelden

In deze paragraaf wordt gezien welke vloervelden in een constructie met breedplaatvloeren maatgevend zijn. Deze worden dan nader geanalyseerd in de hiernavolgende hoofdstukken.

Zoals in paragraaf 1.1 aangegeven ligt de focus op vloeren waarbij ter plaatse van naden (voegen) tussen breedplaatvloeren sprake is van een primaire krachtsoverdracht.

Vloervelden welke als statisch bepaald systeem zijn uitgevoerd zullen geen vorm van herverdeling kennen bij het overschrijden van de weerstand ter plaatse van de doorsnede. Dit type vloerveld zou daarom beschouwd kunnen worden als het meest kritische systeem, maar in de praktijk worden naar verwachting nauwelijks of geen statisch bepaald opgelegd vloervelden gevonden waarbij primaire krachtsoverdracht plaatsvindt ter plaatse van de naden tussen de breedplaatvormen. Het zou mogelijk kunnen optreden in delen van vloeren nabij voegen maar het betreft nadrukkelijk een uitzondering en ook daar zijn naar alle waarschijnlijkheid de vloervelden nog statisch onbepaald opgelegd. Deze situatie is wel beschouwd in 9.3 en in Bijlage D verder uitgewerkt.

In gebouwen met breedplaatvloeren lopen in de regel de druklagen door over de steunpunten waardoor enkel of meervoudig statisch onbepaalde vloervelden ontstaan. Om hier de meest kritische vloervelden te vinden moet o.a. onderscheid gemaakt worden in de oriëntatie van de voegen in de breedplaat ten opzichte van de omringende vloervelden. In figuur 2.7 is een overzicht gegeven van mogelijke vloer/breedplaat configuraties. Voor het bepalen van de meest kritische vloerveldconfiguratie wordt uitgegaan van vloervelden met vergelijkbare optredende belasting (ontwerpwaarden van de belasting) en doorsnede eigenschappen waarbij op buiging ontworpen is op net voldoen voor faalmechanisme 4 (vloeien van de wapening) dat wil zeggen dat de unity check bij ontwerp gelijk is aan  $UC = 1.0$ . Er zijn twee situaties weergegeven welke met elkaar vergelijkbaar zijn: het ideale middenveld en een randveld met plaatnaden haaks op de rand. Hierbij is er in de richting loodrecht op de voeg (figuur 2.7 links) sprake van een aan twee zijde ingeklemd ligger. Zoals in Hageman (2019-1) aangegeven zal bij bezwijken van de voeg in het midden van de vloer en het daardoor terugvallen van de momentweerstand in het veldmidden tot 0 kNm/m, het steunpuntmoment toenemen met 51% ( $M_{stpt,her} / M_{stpt,ontw} = 1,51^4$ ). Uitgaande van een correct ontwerp op buiging ter plaatse van het steunpunt zal dit niet altijd hoeven te leiden tot falen van dit steunpunt daar in het ontwerp uitgegaan is van rekenwaarden van de belasting en de sterkte en er dus een zekere marge aanwezig is. Bij het steunpuntmoment is hier de bovenwapening in de druklaag maatgevend voor de aanwezige capaciteit. Deze wapening is qua bepalingswijze en detaillering vergelijkbaar met een ter plaatse gestort doorgaand vloerveld. De voor de benodigde herverdelingscapaciteit benodigde rotatiecapaciteit ter plaatse van het steunpunt wijkt dan ook niet af van hetgeen men normaliter aanneemt voor een gewapende betonvloer. Zoals in paragraaf 2.1 reeds aangegeven mag ook worden verondersteld dat de aanwezige dwarskrachtcapaciteit voldoet aan de gangbare uitgangspunten voor het ontwerp van de vloeren. De eventuele geringe toename van de optredende dwarskracht

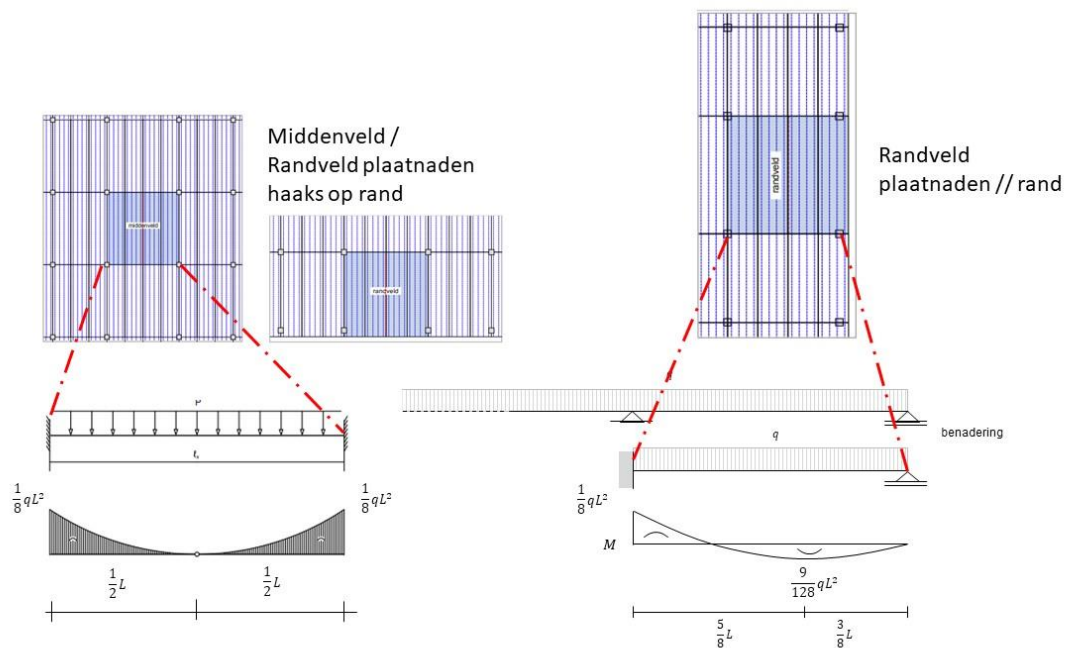
---

<sup>4</sup> Opmerking: In Wijte (2019) is een lager verschil tussen moment bij ontwerp en herbeoordeling gegeven, hierin is rekening gehouden met een lagere vereiste betrouwbaarheid bij herbeoordeling en daaraan gekoppelde rekenwaarde van de belasting van gemiddeld 82% (nieuwbouw eisen versus afkeur).

door de optredende herverdeling wordt verondersteld niet maatgevend te zijn. Hetzelfde geldt voor de ponscapaciteit; deze zal enigszins afnemen maar dat is bij een goed ontwerp op pons voor de hier uitgevoerde beschouwing geen probleem. Dit daar bij het ontwerp minimaal is uitgegaan van een betrouwbaarheidsindex  $\beta=3,8$  voor nieuwbouw, waar in deze studie wordt uitgegaan van het aantonen van  $\beta=2,5$  voor het CC2 afkeurniveau.

Wanneer naar de situatie van het randveld met plaatnaden evenwijdig aan de rand wordt gekeken (situatie rechts in figuur 2.7) kan dit beschouwd worden als een eenzijdig ingeklemde ligger. Uitgaande van alleen mogelijk zijn van dwarskracht-overdracht over het scharnier in het veld is in Hageman (2019-1) bepaald dat hier bij bezwijken van de voeg in het midden van de vloer en het daardoor terugvallen van de momentweerstand in het veldmidden tot 0 kNm/m, het steunpuntmoment toeneemt met 127% ( $M_{\text{stpt,her}} / M_{\text{stpt,ontw}} = 2,27$ ) waaruit blijkt dat deze situatie, uitgaande van een optimaal ontwerp, veel kritischer is dan het middenveld of randveld met plaatnaden haaks op de rand. Als geen dwarskrachtweerstand aan de falende langснаad wordt toegekend, maakt dit de randvelden nog meer kritisch dan de middenvelden.

Een hoekveld is altijd in één richting vergelijkbaar met een randveld.



Figuur 2.7: Typische vloerveld configuraties met optredende momentenlijn.

Op basis van bovenstaande beschouwing kan worden geconcludeerd dat uitgaan van het statisch onbepaalde randveld met plaatnaden evenwijdig aan de rand de meest ongunstige situatie is voor statisch onbepaalde vloervelden.

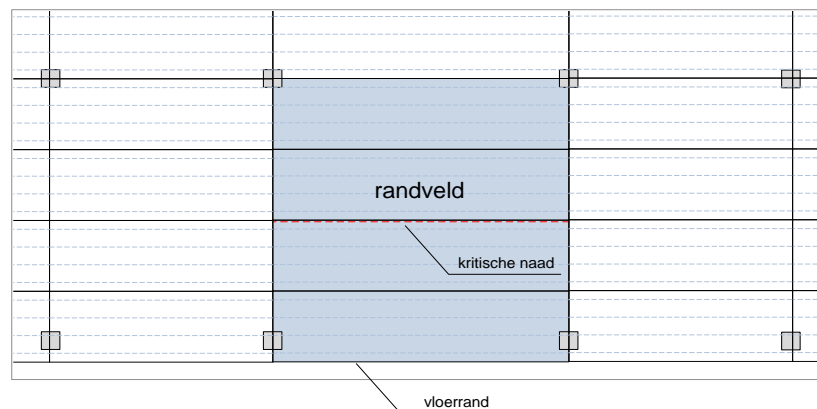
In puntvormig ondersteunde breedplaten zullen er ook kopvoegen zijn waar positieve momenten overgedragen moeten worden. Kopvoegen zijn de voegen ter plaatse van het einde van een breedplaat, in het algemeen ter plaatse van de kortste zijden van de breedplaat. In het geval van kopvoegen zijn de tralies haaks op de naad geplaatst en lopen door tot vlakbij de naad. In Hageman (2019-1) zijn

deze niet in detail onderzocht, maar in paragraaf 6.3 van dat rapport wordt wel aangegeven dat deze situatie door de tralieplaatsing tot nabij de voeg minder kritisch is. Met betrekking tot de kopvoegen waren de eisen in NVN 6725 zo dat de tralie maximaal 68 mm van de rand mocht beginnen. Dit is veel dichterbij de rand dan voor de langsvoegen hetgeen heel gunstig is voor faalmechanisme 2; dit wordt daarom als uitgangspunt gebruikt in onderhavige studie. De beoordeling dat kopvoegen minder kritisch zijn wordt onderschreven door resultaten van experimenteel onderzoek [TU/e 2021] en de analyse daarvan in [TNO-Hageman 2022]. Bij het ontwerp tot 2017 werd er geen onderscheid gemaakt tussen langsvoegen en kopvoegen, de lengte van de koppelwapening is zodoende vergelijkbaar. De situatie bij kopvoegen wordt zodoende beschouwd minder kritisch te zijn en is daarom niet nader onderzocht.

In vloerschijven kunnen vanwege verschillende redenen axiale trekkrachten optreden. Ten eerste als gevolg van de schijfwerking van de vloeren benodigd om de horizontale belastingen die op de vloer werkzaam zijn naar de stabiliserende elementen af te voeren. Hier wordt onderscheid gemaakt tussen twee mechanismen waarbij dit speelt:

- a) de trekbanden in vakwerk- en/of drukboog-trekband-systemen die de krachtsverdeling in de gehele vloerschijf beschrijven;
- b) de trekkracht in de vloerschijf ten gevolge van de windbelasting die op de gevel aangrijpt en waarbij de vloeren als horizontale steun voor de gevel fungeren.

In het algemeen zullen bij randvelden de onder a) genoemde trekbanden in een richting evenwijdig aan de vloerrand lopen en in die zin niet, of ten minste minder bepalend zijn voor het gedrag van het kritische detail dat voornamelijk beschouwd wordt als de naad tussen twee breedplaten evenwijdig aan de vloerrand loopt, zie figuur 2.8.



Figuur 2.8: Een randveld waarbij de plaatnaden evenwijdig aan de rand zijn georiënteerd.

Anders is het als de vloer ter plaatse van de rand als horizontale steun voor de gevel functioneert, situatie b). In het geval van een combinatie van overdruk en windzuiging zal dit leiden tot trekkrachten in de richting loodrecht op de vloerrand. Deze trekkrachten zullen een effect hebben op de het constructieve gedrag van de kritische naad. In Bijlage E is dit nader beschouwd en is berekend dat de trekspanning in de druklaag ter plaatse van de naad tussen de breedplaten ten gevolge van deze trekkrachten zeer klein is. Daarom wordt aangenomen dat deze



spanning geen significante invloed zal hebben op het gedrag van het kritische detail.

Een tweede reden voor het optreden van trekkrachten in de richting loodrecht op de vloerrand is de verhindering van een opgelegde verlenging van de vloer. Een voorbeeld van een situatie waarbij dit kan ontstaan is die waar een dakvloer wordt opgewarmd terwijl dit voor de overige vloeren niet geldt en de dakvloer en de overige vloeren ter plaatse van de gevel met elkaar verbonden zijn met bijvoorbeeld een betonnen wand. Een typische situatie hiervan is doorgerekend in Bijlage E en de daaruit volgende spanningen zijn dusdanig klein dat deze verwaarloosd kunnen worden.

Concluderend kan worden gesteld dat de maatgevende situatie een statisch onbepaald opgelegd randveld is waarbij naar de momentcapaciteit van de voeg wordt gekeken; deze situatie is daarom in hoofdstuk 7 nader uitgewerkt.

## 3 Methode voor het vaststellen van de betrouwbaarheid van bestaande breedplaatvloeren

In dit hoofdstuk wordt de methode beschreven waarmee de betrouwbaarheid van bestaande breedplaatvloeren kwantitatief wordt vastgesteld. Het betreft een faalkansanalyse waarin alle informatie zoals die beschikbaar was ten tijde van het schrijven van dit rapport, is verwerkt inclusief alle resterende onzekerheden.

### 3.1 Denkkader veiligheid

In de Eurocode NEN-EN 1990 worden ten aanzien van constructieve veiligheid voor nieuwbouw in hoofdstuk 2.1 in beginsel drie eisen gesteld:

- (a) Voldoende weerstand bieden tegen alle belastingen en invloeden;
- (b) Voldoende weerstand bieden tegen brand gedurende een voorgeschreven tijdsperiode;
- (c) Geen beschadiging oplopen bij buitengewone belastingen en foutieve menselijke handelingen die niet in verhouding staat tot de oorzaak.

Delen van NEN-EN 1990 zijn door het Bouwbesluit 2012 aangewezen en de betreffende eisen zijn daarmee publiekrechtelijk. Voor (c) kiest het Bouwbesluit 2012 deels een strengere eis (het gaat niet om disproportioneel 'bezwijken', maar om het niet mogen bezwijken van niet direct aangrenzende constructieve onderdelen). Minder streng is dat het Bouwbesluit 2012 alleen kijkt naar gekende buitengewone belastingen. Voor bestaande bouw zijn de eisen onder (c) helemaal vervallen en zijn de eisen gerelateerd aan a) en b) verlicht ten opzichte van nieuwbouw.

Een bestaande constructie kan voor gewone belastingen in de praktijk een hogere weerstand bezitten dan bij (a) strikt geëist, omdat:

- er een marge beschikbaar is voor de eisen bij (a) voor nieuwbouw/ontwerp en bestaande bouw;
- voldaan wordt aan de wettelijke of mogelijk zelfs bovenwettelijke robuustheidscriteria;
- vervormingseisen maatgevend zijn.

Daar komt nog bij dat we ook te maken hebben met constructiedelen of mechanismen die het draagvermogen van de constructie mogelijk kunnen verbeteren dan wel de belastingeffecten mogelijk verminderen, doch die daarvoor nooit initieel bedoeld zijn. Voorbeelden hiervan voor een vloer zijn:

- het afwijkend gedrag van een vloer in-situ ten opzichte van laboratoriumproeven (o.a. schaaleffecten en systeemeffecten zoals spreiding van belastingeffecten);
- vergroten van de inwendige hefboomsarm in de vloerconstructie door de constructieve bijdrage van een afwerklaag die niet als zodanig in de ontwerpberekening is meegenomen;
- membraam- of boogwerking omdat het betreffende veld in horizontale richting opgesloten is;
- niet-dragende scheidingswanden die na optreden van bijkomende doorbuiging wel dragen;
- herverdeling van momenten over de lengte van een voeg leidend tot een lagere spreiding van de weerstand dan gevonden in het laboratorium.

Menselijke fouten in het leggen van de koppelwapening tijdens de uitvoering kunnen zowel leiden tot verbetering dan wel verslechtering van het draagvermogen; dit wordt ook afgedekt door de modelonzekerheid.

De aanwezigheid van leidingen en luchtkanalen kan het draagvermogen mogelijk verslechteren. Hetzelfde geldt voor mogelijke afwijkingen in de uitvoering die tot verslechtering van het draagvermogen zouden hebben kunnen leiden.

In de onderhavige methode wordt de in de praktijk mogelijk bestaande sterkte zo goed mogelijk gekwantificeerd en meegenomen in de beoordeling via een variabele die wordt aangeduid als de modelonzekerheid. In de terminologie van de betrouwbaarheidstheorie worden hiermee aspecten bedoeld die wel invloed hebben maar niet in het model zijn meegenomen. Immers, in elk rekenmodel worden vereenvoudigingen aangebracht die bij elke individuele toepassing tot een grotere of kleinere, positieve dan wel negatieve afwijking leiden van de theoretische waarde.

Via laboratoriumproeven wordt veelal getracht (meestal op elementniveau zoals een vloerdeel of een ligger) de systematische en variabele (onzekere) component van de afwijkingen te kwantificeren en vervolgens in de probabilistische of semi-probabilistische berekening mee te nemen.

De keuze van zowel rekenmodel als toepassingsgebied (de populatie) zijn min of meer arbitrair. Men kan bijvoorbeeld een simpel (reken)model kiezen en daarmee een grote spreiding accepteren of een nauwkeuriger model (meer werk) maar minder spreiding. Men kan een groot toepassingsgebied definiëren met meestal een grote spreiding of opdelen in kleinere (sub)populaties met elk een eigen gemiddelde gedrag en vaak kleinere spreiding. Wat men kiest wordt in principe bepaald door afweging van de kosten van de verfijning (meer rekenen, meer experimenten nodig) t.o.v. de opbrengst (doelmatiger dimensioneren). In de praktijk van normen en richtlijnen is een dergelijke afweging natuurlijk moeilijk expliciet uit te voeren en is de keuze van rekenmodel en toepassingsgebied dan ook het resultaat van tal van historische ontwikkelingen en ervaringen.

De conform Annex D van NEN-EN 1990 in rekening te brengen modelonzekerheid welke de mogelijke verschillen tussen de experimenteel vastgestelde capaciteit en de in-situ capaciteit, beschrijft heeft zowel invloed op de gemiddelde capaciteit maar ook op de spreiding. In de experimenteel bepaalde weerstand (zie hoofdstuk 4) is vaak sprake van een zeer grote spreiding hetgeen tot lage rekenwaarden leidt. De spreiding wordt onder meer veroorzaakt door lokale effecten en de beperkte strookbreedte van de proefstukken ten opzichte van de breedte in de praktijk.

In de onderhavige studie worden daarom twee typen experimenten meegenomen:

- We hebben ten eerste de informatie vanuit de beschikbare laboratoriumproeven. In deze experimenten wordt een aantal malen falen en een aantal malen overleven waargenomen bij een bepaalde belasting. Dit levert een gemiddelde en spreiding van de capaciteit.
- Ten tweede hebben we de informatie uit een 'mega-experiment' van een groot aantal gebouwen, schaal 1:1, in Nederland. Van één van deze gebouwen is een vloer ingestort bij een bepaalde belasting (Eindhoven Airport) en bij andere gebouwen hebben de bestaande vloeren een bepaalde belasting overleefd. We noemen dit een 'track record'. In dit 'mega-experiment' zijn alle hierboven genoemde zaken vallend onder de hierboven genoemde modelonzekerheid inbegrepen; deze tonen hun

invloed in het mega-experiment want het experiment vindt plaats op het niveau van complete constructies in plaats van op het niveau van details, vloeren, liggers en kolommen.

In de basis wordt voor de uitwerking van bovenstaande informatie in dit rapport gebruik gemaakt van de procedures in NEN-EN 1990 Annex D. Deze procedures vormen ook de achtergrond voor de veiligheidsfactoren in de Eurocodes en de kalibratie van de partiële factoren in de normen zoals aangegeven in de in het Bouwbesluit aangewezen normen. Conform deze Annex D wordt in onderhavig project de modelonzekerheid a priori zeer breedbandig gekozen om géén gerichte voorinformatie in te voeren in de berekening met betrekking tot deze modelonzekerheid. In de faalkansanalyse zoals toegelicht in de volgende paragraaf, zal de toevoegde informatie leiden tot nadere bepaling van deze modelonzekerheid en/of de bijbehorende faalkans.

De volgens Annex D van NEN-EN 1990 vastgestelde gemiddelde waarde en de standaardafwijking worden altijd bepaald voor een zeker toepassingsgebied of (sub)populatie, zie ook hierboven voor de eerdere opmerking hierover. De gevonden parameters worden vervolgens van toepassing verklaard op elk element van de aldus vastgelegde populatie.

In dit geheel is de keuze van een (sub)populatie van groot belang. Het heeft bijvoorbeeld geen zin de veiligheid van de breedplaatvloeren met een langснаad ter plaatse van het maximale veldmoment als veilig te kwalificeren door te wijzen op de grote groep goed functionerende breedplaatvloeren waar dit detail niet aanwezig is. Dergelijke informatie is van belang en moet dus zorgvuldig worden meegenomen in zoverre dat dit mogelijk is op basis van de kennis van verschillende typen detailleringen, uitvoeringsvormen, etc. Daar waar het mogelijk is worden daarom in het onderhavige project subpopulaties onderscheiden en beoordeeld.

In het geval van de laboratoriumexperimenten vallen substantiële afwijkingen van een bepaalde subpopulatie meestal snel op bij een grafische weergave van de proefresultaten. In het mega-experiment hebben we alleen waarnemingen van het type: “de weerstand is groter dan een bepaalde met onzekerheid omgeven belasting”. In dit rapport worden daarom de verschillende (sub)populaties voor zover mogelijk goed onderscheiden.

### 3.2 Opzet faalkansberekening

De kans  $P$  op de gebeurtenis falen  $F$  van een te beoordelen vloerconstructie wordt in een probabilistische berekening gegeven door:

$$P(F) = P(g < 0) \quad (3.1)$$

Hierbij is  $g(\cdot)$  de grenstoestandsfunctie voor het beschouwde mechanisme of van de combinatie van mechanismen. In plaats van met de faalkans kan ook worden gerekend met de betrouwbaarheidsindex  $\beta$ . De relatie tussen beide grootheden wordt gegeven door:

$$P(F) = \Phi(-\beta) \approx 10^{-\beta} \quad (3.2)$$

De grenstoestandsfunctie wordt geschreven als  $g=R-(G+Q)$ , met  $R$  de sterkte,  $G$  de eigengewichtsbelasting en  $Q$  de veranderlijke belasting. De sterkte  $R$  wordt hier geschreven als een modelonzekerheid  $\theta_R$  maal de sterkte volgend uit de laboratoriumexperimenten  $R_{exp}$ .

In dit project wordt, zoals reeds vermeld in paragraaf 3.1, het track record van de constructie zelf en van vergelijkbare constructies ook kwantitatief in rekening gebracht.

Formeel wordt dat tot uitdrukking gebracht door  $P(F)$  in bovenstaande te vervangen door:

$$P(F|D) = P(g < 0 | D) \quad (3.3)$$

Hierbij is de sterkte op basis van laboratoriumtesten meegenomen in de grenstoestandsfunctie en stelt  $D$  de set van alle relevante data (waarnemingen) voor (de verticale streep moet gelezen worden als 'gegeven').

De set van relevante waarnemingen kan als volgt worden samengevat:

- De beschouwde vloer zelf die al een aantal jaren goed functioneert
- Een groep van vergelijkbare vloeren die een aantal jaren goed functioneert en/of die een proefbelasting met succes heeft doorstaan
- Het instorten van de dakvloer in de parkeergarage op Eindhoven Airport

Genoteerd in termen van falen ( $F$ ) of overleven ( $S$ , survival) kan dus  $D$  worden geschreven als:

$$D = [ S, S_1, S_2, \dots, S_n, F_{E,1}, S_{E,1}, \dots, S_{E,m} ] \quad (3.4)$$

Hierin staat  $S$  voor het overleven (de survival) van de bouw tot op heden van de beschouwde vloer zelf,  $S_i$  het overleven voor van een vergelijkbare andere vloer  $i$ , eveneens vanaf de bouw tot heden al dan niet inclusief het doorstaan van een proefbelasting.  $F_{E,1}$  is het falen (instorten) van de vloer van de parkeergarage in aanbouw bij de luchthaven Eindhoven,  $S_{E,j}$  staat voor het overleven van de niet bezweken vloeren van de parkeergarage in aanbouw bij de luchthaven Eindhoven.

Al deze gebeurtenissen zijn vervolgens weer uit te drukken in termen van grenstoestandsfuncties (let hierbij op het verschil in  $>$ - en  $<$ -tekens):

$$S_i = \{ g_i(X) > 0 \} \quad (3.5a)$$

$$F_{E,1} = \{ g_E(X) < 0 \} \quad (3.5b)$$

$$S_{E,j} = \{ g_E(X) > 0 \} \quad (3.5c)$$

De  $g$ -functies worden voor alle gebouwen uitgewerkt waarbij verschillende subpopulaties onderscheiden worden. De  $g_E$ -functie betreft de grenstoestandsfunctie voor de vloeren in Eindhoven Airport.

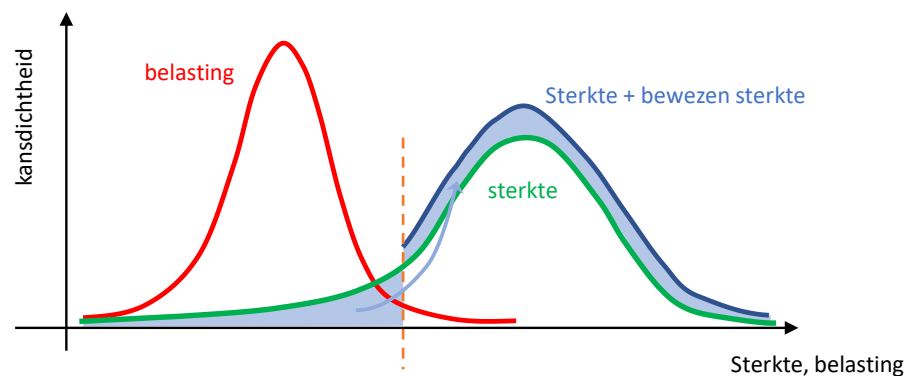
In de berekening  $P(F|D) = P(g < 0 | D)$  beschrijft de grenstoestandsfunctie  $g$  het falen van een vloerconstructie waarbij de moment- en vervormingscapaciteit van de voeg tussen de breedplaten expliciet wordt gemodelleerd inclusief modelonzekerheid, omdat vanuit de informatie uit proeven en het falen van Eindhoven Airport aangenomen wordt dat dit het belangrijkste faalmechanisme is. Voor de uitwerking zie hoofdstuk 7. In de gebeurtenis  $D$  zit de informatie besloten vanuit het gefaald zijn of niet gefaald zijn van vloeren in situ (het 'mega' experiment); dit betreft in principe het falen van de constructie in alle mogelijke faalmodi, met daarin begrepen de naar verwachting beperkte bijdrage van mogelijk andere faalmodi dan het bezwijken van de voeg. Primair wordt via  $D$  de informatie meegenomen dat constructies in de praktijk beschikken over verdere mogelijkheden tot herverdelen dan het liggermechanisme aangeeft. Ook worden zo de 'afwijkingen' meegenomen in de praktijksituatie die een ondersterkte op zou kunnen leveren.

Lang niet alle vloeren zijn gelijk qua afmetingen, legpatroon en voegdetails. In hoofdstuk 5 worden daarom de subpopulaties onderscheiden.

De berekening is geprogrammeerd via Monte Carlo simulatie. Een schema van de stappen in de berekening kan worden gevonden in bijlage F.

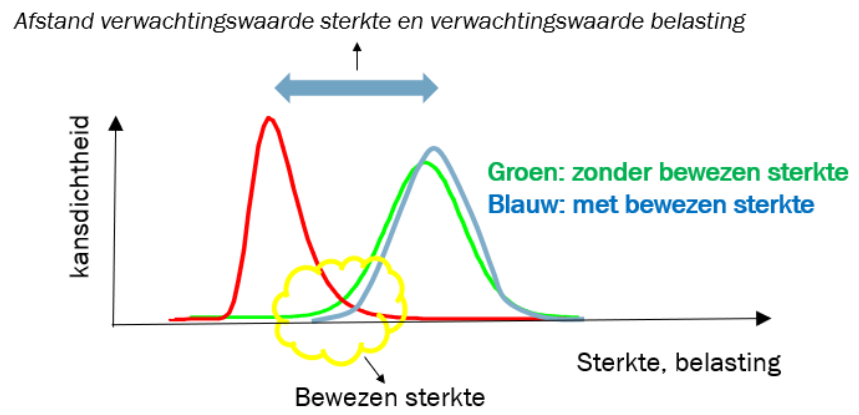
### 3.3 Illustratie faalkansberekening met bewezen sterkte

Het algemene principe van bewezen sterkte bij bestaande constructies is dat op basis van een zonder problemen (zoals een instorting) overleefde belastingobservatie de faalkans wordt bijgesteld. Deze faalkans wordt namelijk in de gebruikelijke (semi)probabilistische methoden bepaald zonder deze bijstelling. De overleefde belasting toont aan dat bepaalde waarden van de modelonzekerheid en/of de sterkteparameters waarschijnlijk onderschat worden. In Figuur 3.1 is dit schematisch weergegeven voor de verdeling van de belasting (eigengewichtsbelasting en vloerbelasting) en een verdeling van de sterkte (opgebouwd uit de experimenteel bepaalde sterkte en een modelonzekerheid). Met de observatie op een bepaald ogenblik van een bepaalde belasting (oranje stippellijn) kunnen sterktes lager dan deze observatie kennelijk niet voorkomen. De kansdichtheid van de sterkte die niet kan voorkomen (het lichtblauw gekleurde deel links van de stippellijn) wordt (overeenkomstig de regels van de kansrekening) herverdeeld over de rest van de sterkte (het lichtblauw gekleurde deel rechts van de stippellijn). Het effect hiervan is dat de verwachte sterkte enigszins groter is dan voor de observatie, wat de faalkans vervolgens doet afnemen. Er is echter voornamelijk een effect te zien van reducering van de spreiding in de linkerstaart van de sterkte. Dit kan afhankelijk van de onzekerheid in de linkerstaart een grote invloed hebben op de faalkans. In het onderhavige geval van de beoordeling van breedplaatvloeren is vanwege de grote spreiding in de experimenteel bepaalde sterkte en in de modelonzekerheid aan de sterktekant, het effect van bewezen sterkte inderdaad significant.



Figuur 3.1: Principe van bewezen sterkte.

De verschuiving zoals getekend in lichtblauw in Figuur 3.1 geldt alleen voor een belasting met bekende grootte gelijk aan de stippellijn. Bij een belasting met onbekende grootte (rode lijn) vlt de update met bewezen sterkte enigszins uit. We krijgen dan situatie zoals geschetst in Figuur 3.2. Zoals te zien is in deze figuur blijft er niettegenstaande de bewezen-sterkte-analyse een veiligheidsmarge tussen sterkte en belasting zodanig dat voldaan wordt aan de geëiste betrouwbaarheid. Een verdere uitwerking van dit principe op de specifieke toepassing in dit rapport komt aan de orde in hoofdstuk 5.



Figuur 3.2: Bewezen sterkte en updaten.

## 4 Beschrijving faalmechanismen volgend uit laboratoriumproeven

### 4.1 Inleiding

Zoals beschreven in hoofdstuk 2 zijn er drie detailleringwijzen te onderscheiden, zie figuur 2.1. Bij detailleringwijze I zijn de faalmechanismen 1, 2, 3 en 4 (zie paragraaf 2.4) mogelijk, Bij detailleringwijze II, zijn de faalmechanismen 1, 2 en 4 mogelijk. Tot slot kunnen bij detailleringwijze III uitsluitend faalmechanisme 1 en 4 optreden.

Met betrekking tot detailleringwijze I is in Hageman (2019-1) experimenteel onderzoek beschreven zoals uitgevoerd aan de TU Eindhoven. Hierbij lag de focus op het verkrijgen van inzicht in de weerstand voor faalmechanisme 2 en 3. Dat wil zeggen bezwijken van het gewapend aansluitingsvlak op afschuiving of bezwijken door uittrekken van de tralieligger. Deze experimenten worden nader beschreven in paragraaf 4.2.

Het beoogde en gekende bezwijken na vloeien van de koppelwapening (faalmechanisme 4) is in die proevenserie ook voorgekomen, dit is echter een mechanisme waarvan de verdelingsfunctie op basis van literatuur voldoende gekend is. Voor dit faalmechanisme zijn de parameters derhalve niet afgeleid uit de proeven op de breedplaatvloeren maar heeft dit plaatsgevonden op basis van in de literatuur bekende informatie over verdelingsfuncties voor de materiaaleigenschappen van beton en betonstaal.

Voor faalmechanisme 1, welke vooral van belang is voor detailleringwijze III, is slechts een beperkt aantal proefstukken beschikbaar. Dit betreft een serie experimenten uitgevoerd door Gudman-Høyer (2003-2), Weglarzy (2014) en een nieuwe serie experimenten in de aanvullende proevenserie van TU Eindhoven (TUE, 2021). Voor de Gudman-Høyer serie zijn de proeven beschreven in 3.2.2 en bijlage F van Hageman (2019-1), waarvoor geldt dat  $l_{kop}$  (afstand van de naad tussen de breedplaten tot aan het einde van de koppelstaaf) kleiner is dan de afstand tot de tralieligger. Voor de faalmechanismen 2 en 3 zijn er meer proefresultaten beschikbaar.

De door Gudman-Hoyer uitgevoerde proeven volgden op een theoretische beschouwing van het aansluitvlak tussen breedplaat en druklaag. Uit deze op de plasticiteitstheorie gebaseerde theoretische beschouwing volgde dat uittrekken van de koppelwapening maatgevend leek te zijn voor de beschouwde breedplaat configuratie maar bezwijken van het aansluitvlak op aanhechting bleek ook zeer kritisch. Uit het experimentele onderzoek van Gudman-Hoyer bleek dat voor een totale vloerdikte van 280 mm met toegepaste koppelwapening Ø8-125 en breedplaatdikte van 70 mm 8 van de 10 uitgevoerde proeven bezweken voordat vloeien van de koppelwapening was bereikt en ook voordat het uittrekken van de koppelwapening optrad. De proeven zijn beknopt omschreven en uit de beschikbare rapportages wordt niet duidelijk of de proefresultaten tot bepaalde rekenregels voor de praktijk hebben geleid.

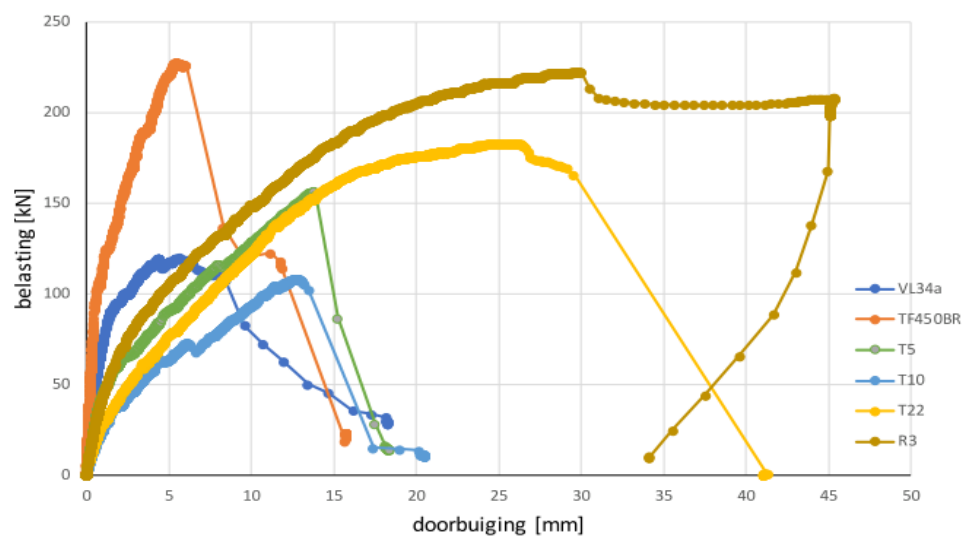
Zoals ook aangegeven in Hageman (2019-1) maakte onderzoek van Stehle in het Verenigd Koninkrijk [Stehle 2011] duidelijk dat bij toepassing van breedplaatvloeren die in meerdere richtingen dragen de tralieliggers nabij de voeg moeten worden



geplaatst om vloeien van de koppelwapening te waarborgen. Ook het in Hageman (2019-1) aangegeven onderzoek van Weglarzy [Weglarzy 2014] maakt duidelijk dat met de in Duitsland gehanteerde aanvullende rekenregels een goed ontwerp mogelijk is. Deze aanvullende rekenregels behelzen o.a. het plaatsen van een tralieligger nabij de voeg en één nabij het einde van de koppelwapening, tezamen met het begrenzen van de hoeveelheid koppelwapening. Daar in Nederland in het verleden de tralieligger in de regel op 400 mm van de voeg geplaatst werd, is bij de in dit hoofdstuk gegeven faalmechanismen met name gekeken naar de detaillering waarbij de tralieligger niet nabij de rand geplaatst is. Waar vanuit het gerapporteerde faalmechanisme dit mogelijk was, zijn buitenlandse proefresultaten wel meegenomen. Zoals in hoofdstuk 7 van TNO-Hageman (2022) aangegeven is ook gekeken naar de aan de KU Leuven uitgevoerde proevenserie, hier was echter ook in de regel sprake van een plaatsing van de tralie nabij de voeg waardoor deze voor de hier beschouwde breedplaatvloeren met tralies op 400mm van de voeg minder representatief zijn.

## 4.2 Principes van verschillende faalmechanismen

In figuur 4.1 is voor enkele verschillende proefstukken die in Hageman (2019-1) besproken zijn, het lastzakkingsdiagram gegeven. Al deze proeven betreffen detailleringwijze I. In het lastzakkingsdiagram is proefstuk TF450BR een proefstuk waarbij faalmechanisme 1 een hogere capaciteit liet zien dan het uiteindelijke faalmechanisme 3 dat zichtbaar is als een terugval van de weerstand met een beperkt grotere ductiliteit. In de regel was dit niet het geval bij de proeven welke gebaseerd waren op detailleringwijze I. Faalmechanisme 1 kent een bros bezwijkgedrag. Proef R3 laat een gedrag zien waarbij faalmechanisme 4 (vloeien van de wapening) maatgevend was en er duidelijk meer ductiel gedrag optrad. Bij de overige proeven was met name faalmechanisme 3 maatgevend, waarbij een beperkt ductiel gedrag waargenomen werd.



Figuur 4.1: Doorbuiging van 6 verschillende proefstukken (Hageman, 2019).

Op basis van de beschikbare proeven is in dit hoofdstuk per faalmechanisme een verdelingsfunctie voor de weerstand afgeleid. Hierbij moet nogmaals uitdrukkelijk worden gesteld dat het doel is om vast te stellen in hoeverre bestaande vloeren aanvaardbaar en aantoonbaar veilig zijn. Qua ontwerpprincipes voor nieuwe

betonconstructies is het maatgevend zijn van de faalmechanismen 1 tot en met 3, gelet op de beperkte ductiliteit, niet toelaatbaar. Bij het beoordelen van de consequenties voor de constructieve veiligheid van bestaande constructies kan de weerstand van deze faalmechanismen wel worden gebruikt, echter uitsluitend als voldoende rekening is gehouden met de gevolgen van de beperkte ductiliteit.

### 4.3 Faalmechanisme 1: Aanhechting

Dit faalmechanisme is in de eerdere proeven (Hageman, 2019) in Nederland niet tot beperkt onderzocht. Dit daar bij de meeste proeven er sprake was van detailleringwijze I waardoor, zoals ook aangegeven in 2.2, weliswaar faalmechanisme 1 op zal treden ergens in het begin van de proef, maar dat dit niet tot falen van het proefstuk heeft geleid en een toename van de belasting nog mogelijk was. In de aanvullende proevenserie uit 2021 (TUE, 2021) zijn een drietal proeven opgenomen waarin detailleringwijze III is toegepast en zodoende het optreden van faalmechanisme 1 tot het bezwijken van het proefstuk heeft geleid.

Toelichting: Bij aanvang van een proef zijn de breedplaat en de druklaag door middel van aanhechting aan elkaar verbonden. Bij het aanbrengen van de belasting ontstaan er evenwijdig aan het aansluitvlak schuifspanningen (omdat bij het veldmoment de verlenging van de onderzijde van de druklaag wordt verhinderd door het deel van de breedplaat direct naast de naad waarin nog geen buigtrekspanningen aanwezig zijn) en in de richting loodrecht op het aansluitvlak trek- en drukspanningen door de ontstane kromming in de elementen. De weerstand tegen de optredende normaal- en schuifspanning wordt in eerste instantie gevormd door de aanhechtsterkte van breedplaat aan de druklaag. Ook in de proeven die uiteindelijk bezwijken door uittrekken van de tralieligger, vloeien van de koppelwapening, etc. wordt in de regel vrij vroeg in de proef, vaak voordat buigtrekscheuren in het beton ontstaan, de aanhechting tussen breedplaat en druklaag verbroken. Vanwege de detaillering van de wapening en met name de tralieliggers die de druklaag en breedplaat verbinden, is dit echter dan niet het maatgevende faalmechanisme voor die proef. Het punt waarop tijdens een proef met detailleringwijze I, mechanisme 1 wordt overschreden blijkt moeilijk te bepalen te zijn. Zoals hiervoor aangegeven zijn er echter een aantal proeven beschikbaar waarbij faalmechanisme 1 het maatgevende mechanisme was.

Om faalmechanisme 1 te voorspellen is in het onderhavig onderzoek gebruik gemaakt van de modellen voor de weerstandbepaling van aansluitvlakken van op verschillende tijdstippen gestort beton zoals voorgesteld in prEN1992-1-1: Sept 2021 en concept ModelCode 2020. Deze voorstellen zijn beperkt afwijkend van de rekenregels in NEN-EN 1992-1-1. Hierbij wordt op basis van enkele parameters een over het aansluitvlak over te dragen schuifspanning bepaald.

Op basis van deze modellen is voor de voorspelling van de weerstand van het aansluitvlak zonder doorkruisende wapening uitgaande van een gelijkmatige spanningsverdeling over het aansluitvlak, onderstaande vergelijking (in MPa) afgeleid:

$$\tau_{R1} = \alpha_1 C_{v1} \sqrt{f_{ck}} \quad (4.1)$$

waarin:

- $\alpha_1$  is een lognormaal verdeelde correctiecoëfficiënt waarin de spreiding van het gehele model in is opgenomen (tabel 4.1 en bijlage B);
- $C_{v1}$  is een factor voor de ruwheid van het aansluitvlak (tabel 4.2);
- $f_{ck}$  is de kleinste waarde van de karakteristieke betondruksterkte van de breedplaat en de druklaag in MPa.

Tabel 4.1: Correctiecoëfficiënt faalmechanisme 1 ( $\alpha_1$ , gemiddelde en spreiding), 9 proeven, zie Bijlage B.

$\alpha_1$ voor type beton	Gemiddelde	Variatie-coëfficiënt	Aantal proeven
Traditioneel	1,06	0,45	5
Zelfverdichtend	1,44	0,31	4

Tabel 4.2: Beschrijving van ruwheidparameters  $C_{v1}$  en  $\mu_v$  conform prEN1992-1-1:Sept 2021.

Oppervlakte ruwheid	$C_{v1}$	$\mu_v$
Zeër ruw ( $R_t \geq 3,0$ mm)	0,19	0,9
Ruw ( $R_t \geq 1,5$ mm)	0,15	0,7
Glad	0,075	0,6
Zeër glad	0,0095	0,5

Vergelijking (4.1) is een vereenvoudiging van de vergelijking zoals die in prEN1992-1-1:Sept 2021 en concept ModelCode 2020 is voorzien voor de sterktebepaling van het aansluitvlak tussen twee op verschillende tijdstippen gestorte beton. De vereenvoudiging is erin gelegen dat andere bijdragen (wapening, normaalspanning op het oppervlak) niet aanwezig zijn en zodoende uit de vergelijking zijn gehaald. In vergelijking (4.1) wordt voor aanhechting ervan uitgegaan dat deze afhankelijk is van de treksterkte van beton (bepaald als de wortel van de druksterkte) en de oppervlakte condities van dit aansluitvlak. Voor de treksterkte van beton is dan de betonzijde met de laagste sterkte maatgevend (d.w.z. druklaag of breedplaat). De factor  $C_{v1}$  is afhankelijk van de eigenschappen van het aansluitvlak. Bij een ruwer aansluitvlak is er meer oppervlak beschikbaar in het aansluitvlak waar druklaag en breedplaat aan elkaar hechten en ontstaan zodoende een hogere gemiddelde aanhechtsterkte per  $m^2$  aansluitvlak. Hiervoor is voor  $C_{v1}$  uitgegaan van de deterministische waarden zoals die voor prEN1992-1-1:2021 en concept ModelCode 2020 zijn afgeleid. Dit daar gedetailleerde achtergronden over  $C_{v1}$  ontbraken (de waarden volgen dus niet uit de eigen experimenten). Daar voor  $C_{v1}$  uitgegaan is van een deterministische waarde behorende bij de rekenwaarde voor  $\tau_{Rd}$  uit de betreffende normen is dit ook voor de treksterkte van beton (bepaald als wortel van de druksterkte) gedaan. Voor de waarde van het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van  $\alpha_1$  zijn zodoende ook variaties in materiaal en de parameter  $C_{v1}$  verdisconteerd. Daarbij dient ook opgemerkt te worden dat deze met name zijn bepaald voor aansluitvlakken met geen of een geringe invloed van buiging en kromming.

Hierbij dient voor het bepalen van de momentweerstand voor het oppervlak waarover deze kracht  $\tau_{R1}$  overgedragen kan worden, uitgegaan te worden van het gebied voor de eerste tralieligger. Bij doorlopen van de koppelwapening tot achter de tralie is er immers sprake van een bijdrage door de aansluitvlak doorkruisende wapening (tralieliggers) en dient faalmechanisme 2 aangehouden te worden. Tevens gaat het om het effectieve oppervlak waarbij eventueel aanwezige gewichtsbeparende elementen in mindering gebracht moeten worden, zie paragraaf 4.8 voor nadere toelichting.

Op basis van de in Bijlage B beschreven proeven is afgeleid dat voor de ruwheidparameters bij faalmechanisme 1 onderscheid gemaakt kan worden tussen nabewerkte oppervlakken en niet nabewerkte oppervlakken. Dit geldt zowel voor traditioneel beton als ook voor zelfverdichtend beton, resulterend in de indeling gegeven in tabel 4.3. Voor de in Nederland in het verleden toegepaste breedplaten

geldt dat de oppervlakteruwheid (zie tabel 4.2) zeer glad en zeer ruw niet voorkomen.

Tabel 4.3: Oppervlakte ruwheid afhankelijk van de nabewerking.

Nabewerking	Oppervlakte ruwheid
Niet	Glad
Wel	Ruw

De factor  $\alpha_1$  in vergelijking (4.1) is de modelfactor (ook wel aangeduid als correctiecoëfficiënt of modelcorrectiefactor) bepaald uit:

$$\alpha_1 = \frac{F_{\text{koppelwap.,proef}}}{F_{\text{koppelwap.,voorspelling}}} \quad (4.2)$$

In de bepaling van de gemiddelde waarde en de variatiecoëfficiënt voor  $\alpha_1$  is ook de variatie in de materiaalsterkte ( $f_c$ ) en de oppervlakte parameter  $C_{v1}$  van invloed geweest. De variatiecoëfficiënt van  $\alpha_1$  beschrijft zodoende de variatie van het gehele model inclusief materiaalspreiding. Een nadere onderbouwing van de aangehouden waarden is gegeven in bijlage B.

Zoals in bijlage B aangeven waren er voor zelfverdichtend beton in het overzicht van proeven slechts een viertal proeven waarbij faalmechanisme 1 ook het daadwerkelijke opgetreden faalmechanisme is. Voor traditioneel beton betrof het aantal beschikbare proeven met dit faalmechanisme vijf stuks. Om het beschikbaar aantal waarnemingen te verhogen is in eerste instantie ook gekeken naar een inschatting van het overschrijden van dit faalmechanisme in andere proeven met faalmechanisme 2 of 3 als maatgevend mechanisme. Een goede inschatting van het overschrijden van faalmechanisme 1 in deze proeven bleek echter moeilijk uitvoerbaar. Daarom is hier gebruik gemaakt van de beperkte set van proeven waarin faalmechanisme 1 ook daadwerkelijk maatgevend bleek te zijn. Hierbij is rekening gehouden met het beperkt aantal waarnemingen.

Voor de opneembare momentweerstand in de kritische snede geldt dan:

$$M_{R1} = \tau_{R1} A_{\text{eff},1} z \quad (4.3)$$

waarin:

- $A_{\text{eff},1} = b l_{\text{eff},1}$  is de oppervlakte van het aansluitingsvlak, waarbij bij aanwezigheid van gewichtsbesparende elementen het deel van het oppervlak wat hierdoor niet effectief kan zijn in mindering gebracht dient te worden;
- $b$  is de breedte van de beschouwde doorsnede;
- $l_{\text{eff},1}$  is de effectieve lengte van de aanwezige koppelwapening gemeten vanaf de naad tussen de breedplaten, echter niet groter dan de afstand vanaf de naad tot de eerste tralieligger;
- $z$  is de inwendige hefboomsarm bepaald zoals aangegeven bij faalmechanisme 4

Hierbij dient opgemerkt te worden dat voor traditioneel beton gekeken is naar aansluitingen met een oppervlakte ruwheid glad (niet nabewerkt na storten) en ruw (afgewerkt na het storten) en bij zelfverdichtend beton is in alle gevallen uitgegaan van glad (niet nabewerkt na het storten).

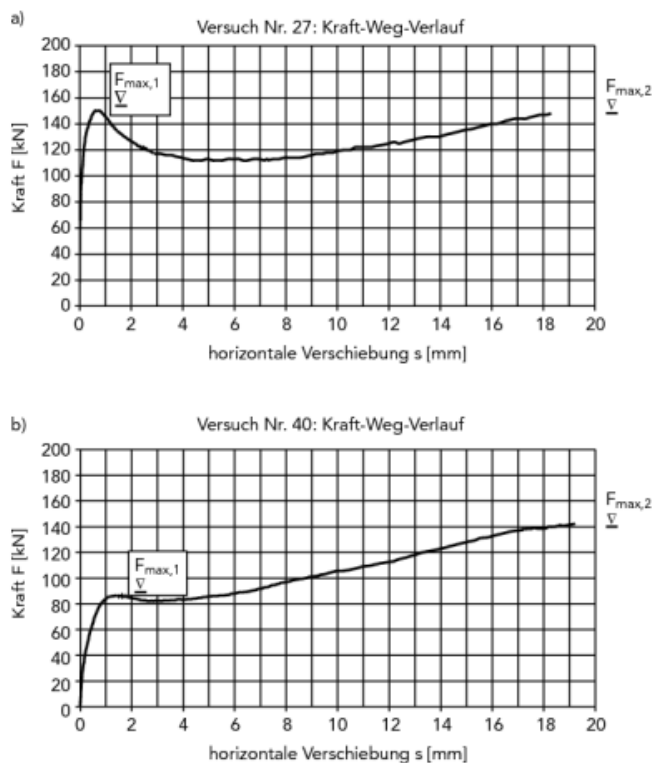
Aangaande eventuele langeduureffecten wordt gesteld dat de duur van de proeven zo was dat een deel van deze effecten tijdens de proef al optrad (langeduureffecten zoals waargenomen op betonkernen zijn al zichtbaar bij proeven die meerdere minuten duren hetgeen hier het geval is). Grotendeels wordt dit zodoende verondersteld in de proeven te zijn meegenomen, eventuele nog resterende beperkte langeduureffecten worden verondersteld te zijn gecompenseerd door een sterktoename in de tijd door doorgaande hydratatie.

Na het bereiken van de momentcapaciteit voor faalmechanisme 1 is er geen vervormingscapaciteit en treedt bros bezwijken op. Bros bezwijken zal overigens niet optreden indien faalmechanisme 2 een hogere weerstand laat zien en/of faalmechanisme 3 op kan treden, vanwege het parallel optreden van deze drie faalmechanismen (zie figuur 2.6). Beide faalmechanismen laten tenminste een grotere ductiliteit zien.

#### 4.4 Faalmechanisme 2: Afschuifweerstand gewapend aansluitvlak

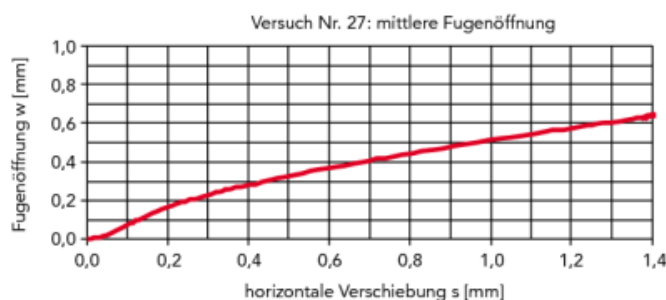
Zoals in paragraaf 5.5.2 van Hageman (2019-1) weergegeven, was uit de uitgevoerde proeven niet altijd eenduidig af te leiden of de weerstand nu bepaald wordt door uittrekken van de tralieligger of dat het overschrijden van de maximale afschuifcapaciteit van de doorsnede maatgevend was. In de toetsingsregels voor de afschuifcapaciteit wordt voor de over een scheurvlak over te dragen schuifspanning een bijdrage van het beton (adhesie) en een bijdrage van de aansluitvlak doorkruisende wapening verondersteld. Deze wapening veroorzaakt normaaldruckschijfspanning in het aansluitvlak door verlenging van wapening bij openen en verschuiven van de scheur. In het algemeen is bij breedplaten de aansluitvlak doorkruisende wapening hierbij aanwezig in de vorm van tralieliggers.

Bij de proeven waarin de koppelwapening niet tot vloeien belast kon worden, vertonen de geregistreerde scheurwijdten bij de meetpunten nabij de tralieligger in de regel al een scherpe toename bij een lager belastingsniveau. Dit kan erop duiden dat de wijze waarop de optredende belasting wordt afgedragen, verandert. In Randl & Wicke (2000) wordt omschreven dat al naar gelang de oppervlakte eigenschappen (glad, ruw) er bij een bepaalde kracht ( $F_{\max,1}$ , in figuur 4.2) sprake is van een verandering van het optredende mechanisme. Voor de analyse van het o.a. in prEN1992-1-1 gegeven model is volgens Randl & Wicke (2000) steeds uitgegaan van de eerste piek zoals aangegeven in figuur 4.2. Uit de figuur is ook op te maken dat het draagvermogen bij toenemende verplaatsing eerst beperkt terugvalt en daarna zelfs nog toe kan nemen. Dit wordt in de concept ModelCode 2020 en prEN1992-1-1:Sept 2021 niet meegenomen, hetgeen gezien de hierbij benodigde vervormingen terecht is. De toename van de vervormingen in het aansluitvlak maakt wel dat een ander mechanisme, zoals een grotere bijdrage van de tralieligger, uiteindelijk leidend tot het uittrekken van de tralieligger uit het beton, zich in kan gaan stellen.



Figuur 4.2: Kracht versus horizontale vervorming voor oppervlak met waterstralen (a) of zandstralen (b) (Randl & Wicke, 2000).

In Randl & Wicke (2000) wordt ook aangegeven dat de optredende scheurwijdte bij het bereiken van  $F_{\max,1}$  ongeveer 0,3 - 0,5 mm is. Een waarde die qua orde grootte ook in de Nederlandse proeven [Hageman (2019-1)] teruggevonden wordt. Hierbij dient aangetekend te worden dat voor gladdere aansluitvlakken deze waarde in de regel lager zal zijn.



Figuur 4.3: Voegopening versus horizontale verplaatsing (Randl & Wicke, 2000).

Voor de afschuifcapaciteit van een gewapend aansluitvlak is het dus aannemelijk dat vanaf een bepaalde scheurwijdte van het aansluitvlak er geen schuifkracht meer overgedragen kan worden tussen breedplaat en druklaag of dat in ieder geval de weerstand dermate afneemt dat zonder alternatief draagmechanisme de constructie faalt. Tot het bereiken van dit punt is er echter een krachtsafdracht mogelijk. Op basis van de uitgevoerde proeven is in Hageman (2019-1) voor alle proefstukken met als geregistreerd faalmechanisme aansluiting / pull out het punt bepaald waar naar alle waarschijnlijkheid voor afschuifsterkte de maximale waarde is bereikt. Vervolgens is voor deze waarde de vergelijking gemaakt met de voorspelde sterkte (volgens de hieronder gegeven vergelijking 4.4). In een aantal

**Bild 5** Last-Verschiebungsdiagramme bei rauen Fugen. a) HDW-gestrahlt (Fugenbewehrung  $2 \varnothing 12$ , Setztiefe  $\ell_b = 17 \varnothing$ ,  $A_c = 300 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 0,75 \%$ ,  $f_{cwm} = 42 \text{ N/mm}^2$ ); b) Sandgestrahlt (Fugenbewehrung  $2 \varnothing 12$ , Setztiefe  $\ell_b = 17 \varnothing$ ,  $A_c = 228 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 0,99 \%$ ,  $f_{cwm} = 44 \text{ N/mm}^2$ )  
**Fig. 5** Load-displacement diagrams for rough interfaces. a) Water-jetted (joint reinforcement:  $2 \varnothing 12$ , anchorage depth  $\ell_b = 17 \varnothing$ ,  $A_c = 300 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 0,75 \%$ ,  $f_{cwm} = 42 \text{ N/mm}^2$ ); b) Sandblasted (joint reinforcement:  $2 \varnothing 12$ , anchorage depth  $\ell_b = 17 \varnothing$ ,  $A_c = 228 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 0,99 \%$ ,  $f_{cwm} = 44 \text{ N/mm}^2$ )

**Bild 8** Fugenöffnung und Dehnung der Fugenbewehrung beim Versuch 27 (HDW-gestrahlt) (Fugenbewehrung:  $2 \varnothing 12$ , Setztiefe  $\ell_b = 17 \varnothing$ ,  $A_c = 300 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 0,75 \%$ ,  $f_{cwm} = 42 \text{ N/mm}^2$ )  
**Fig. 8** Crack opening and axial strains of joint reinforcement for specimen 27 (water-jetted) (joint reinforcement:  $2 \varnothing 12$ , anchorage depth  $\ell_b = 17 \varnothing$ ,  $A_c = 300 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 0,75 \%$ ,  $f_{cwm} = 42 \text{ N/mm}^2$ )

proeven waar vloeien van de wapening als maatgevend faalmechanisme is vastgesteld was bij een lager belastingniveau ook al het maximale punt bereikt voor afschuifsterkte. Deze proeven zijn in de analyse dan ook meegenomen. Op basis van de analyse is voor de voorspelling van de gelijkmatig verdeelde sterkte op basis van prEN1992-1-1 en concept ModelCode 2020 onderstaande vergelijking afgeleid:

$$\tau_{R2} = \alpha_2 [C_{v1} \sqrt{f_{ck}} / \gamma_c + \rho f_{yd} \mu_v \sin(\theta)] \quad (4.4)$$

waarin:

$\alpha_2$	is een lognormaal verdeelde correctiecoëfficiënt waarin de spreiding van het gehele model is opgenomen (tabel 4.4);
$C_{v1}$	is een factor voor de ruwheid van het aansluitingsvlak (tabel 4.2 en tabel 4.3);
$f_{ck}$	is de kleinste waarde van de karakteristieke cilinderdruksterkte van het beton van de breedplaat en de druklaag;
$\gamma_c$	materiaalfactor voor beton gelijk aan 1,5;
$\rho = A_s / A_{eff,2}$	is de aansluitvlak doorkruisende wapeningsverhouding in het effectieve oppervlak;
$A_s$	is het oppervlak van de doorsnede van de aansluitvlak doorkruisende wapening;
$A_{eff,2} = b l_{eff,2}$	Is het effectieve oppervlak van het aansluitvlak, waarbij bij aanwezigheid van gewichtsbesparende elementen het deel van het oppervlak wat hierdoor niet effectief kan zijn in mindering gebracht dient te worden;
$b$	is de breedte van de beschouwde doorsnede;
$l_{eff,2} = l_{kop} - a_{tra}$	is de effectieve lengte van de aanwezige koppelwapening gemeten vanaf het hart van de eerste tralieligger of andere aansluitvlak doorkruisende wapening tot het einde van de koppelwapening;
$l_{kop}$	is de grootste lengte van de aanwezige koppelwapening gemeten vanaf de naad tussen de breedplaten met een maximum gelijk aan de benodigde verankeringslengte;
$a_{tra}$	is de afstand vanaf het hart van de tralie tot de naad;
$f_{yd}$	is de rekenwaarde van de vloeigrens van de aansluitvlak doorkruisende wapening;
$\mu_v$	is een factor voor de ruwheid van het aansluitingsvlak (tabel 4.2 en tabel 4.3);
$\theta$	is de kleinste hoek tussen de beschouwde aansluitvlak doorkruisende wapening en het vlak van het aansluitvlak, waarvoor geldt $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$ .

Om redenen zoals hieronder weergegeven is in bovenstaande vergelijking gebruik gemaakt van zowel karakteristieke waarden als rekenwaarden. Dit is probabilistisch niet ideaal, maar is ingegeven doordat voor de factoren  $C_{v1}$  en  $\mu_v$  geen verdelingsfunctie beschikbaar is. Het geheel van de modelonzekerheid wordt afgedekt door  $\alpha_2$ .

Tabel 4.4: Correctiecoëfficiënt faalmechanisme 2 ( $\alpha_2$ , gemiddelde en spreiding), zie bijlage B.

$\alpha_2$ voor type beton	Gemiddelde	Variatie-coëfficiënt	Aantal proeven
Traditioneel	2,25	0,17	31
Zelfverdichtend	2,06	0,35	29

Voor de opneembare momentweerstand in de kritische snede geldt dan:

$$M_{R2} = \tau_{R2} A_{\text{eff}} z \quad (4.5)$$

waarin  $\tau_{R2}$  en  $A_{\text{eff}}$  worden bepaald zoals hierboven beschreven en de arm  $z$  wordt bepaald zoals beschreven voor faalmechanisme 4.

De principes achter bovenstaande vergelijkingen zijn nader omschreven in paragraaf 5.5.2 van Hageman (2019-1). De wijze van bepalen van  $\alpha_2$  is vergelijkbaar met  $\alpha_1$ . Ook hier zijn in de waarde van het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van  $\alpha$  variaties in materiaal en de parameters  $C_{v1}$  en  $\mu_v$  verdisconteerd. De waardes voor  $C_{v1}$  en  $\mu_v$  zijn ook hier gelijk aan hetgeen in prEN1992-1-1:Sept 2021 / concept ModelCode 2020 wordt voorgesteld. Daar voor  $C_{v1}$  en  $\mu_v$  uitgegaan is van een waarde behorende bij de rekenwaarde uit de betreffende normen is dit ook voor de treksterkte van beton (bepaald als wortel van de druksterkte) gedaan door toepassing van  $\gamma_c$ .

De gemiddelde waarden voor  $\alpha_2$  bij traditioneel beton en zelfverdichtend beton liggen dicht bij elkaar dan voor  $\alpha_1$  daar uit de validatie op basis van de proevenseries van de TU/e (Hageman, 2019-1) bleek dat de 'basisvergelijking' uit prEN 1992-1-1:Sept 2021 en concept ModelCode 2020 voor dit specifieke geval beter aansloot. De variatiecoëfficiënt voor traditioneel beton is echter veel lager dan voor zelfverdichtend beton.

Aangaande eventuele langeduur effecten wordt gesteld dat de duur van de proeven zo was dat een deel van deze effecten tijdens de proef al optrad (langeduureffecten zoals waargenomen op betonkernen zijn al zichtbaar bij proeven die meerdere minuten duren hetgeen hier het geval is). Grotendeels wordt dit zodoende verondersteld in de proeven te zijn meegenomen. Eventuele nog resterende beperkte langeduur effecten worden verondersteld te zijn gecompenseerd door een sterktoename in de tijd door doorgaande hydratatie. Tevens wordt de weerstand voor faalmechanisme 2 voor een groot deel bepaald door de bijdrage van de aansluitvlak doorkruisende wapening welke bijdrage niet door langeduureffecten wordt beïnvloed.

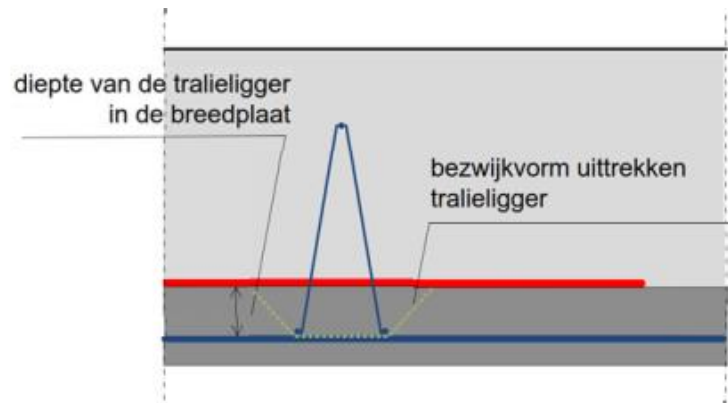
In Hageman (2019-1) zijn met name proeven met koppelwapening welke 300 mm of meer voorbij de tralieligger steekt, uitgevoerd. Om na te gaan of vergelijking (4.4) ook van toepassing is voor kortere lengten van de koppelstaven is in TU/e (2021) een proevenserie omschreven met koppelstaven welke 0, 100 en respectievelijk 200 mm doorlopen achter de tralieligger. Hiervan zijn de proeven met 100 en 200 mm lengte achter de tralieligger relevant voor het beschouwen van het onderhavige faalmechanisme. Ook hier bleken de voorspellingen redelijkerwijs aan te sluiten bij de proeven.

#### 4.5 Faalmechanisme 3: Uittrekken tralieligger

Bij de aan de TU Eindhoven in 2019 uitgevoerde proevenserie (zie Hageman (2019-1)) bleek dat indien proefstukken niet bezweken door vloeien van de



wapening, bezwijken door het uittrekken van de tralieligger optrad. Dit is een faalmechanisme waarbij na het ontstaan van een scheur in het aansluitvlak de tralieligger die het bezweken aansluitvlak doorkruist, uit het beton van de breedplaat wordt getrokken. Bij analyse van de diverse bezwijklasten is naar voren gekomen dat er een correlatie is tussen de bereikte bezwijklast, de diepte van de tralieligger in de breedplaat en de treksterkte van het beton van de breedplaat.



Figuur 4.4: Diepte van de tralieligger in de breedplaat en bezwijkvorm uittrekken van een op de dwarswapening geplaatste tralieligger uit breedplaat (Hageman 2019)

Deze twee variabelen lijken bepalend voor de weerstand van de verankering van de tralieligger. Daarbij is de diepte in het beton en de breedte van de tralieligger van invloed op de grootte van het uit te trekken betondeel. Dit is voor een 3D tralieligger meegenomen door de diepte  $d_t$  expliciet te beschouwen. In Hageman (2019-1) is uiteindelijk afgeleid dat de trekkracht in de koppelwapening op het moment van bezwijken van de tralieligger kan worden benaderd door:

$$F_{\text{uittrek}} = \alpha_3 f_{\text{ctm,bp}} d_t^{1.5} k_2 k_3 \quad (4.6)$$

Deze vergelijking is in Hageman (2019-1) bepaald op basis van proefstukken waarbij  $l_{\text{eff}2}$  ten minste gelijk aan 300 mm was. In TU/e (2021) zijn experimenten uitgevoerd op proefstukken met een korte lengte voor  $l_{\text{eff},2}$  namelijk 100 en 200 mm, waarbij wel uittrekken van de tralieligger, of het breken van de diagonalen van de tralieligger is geconstateerd. Op basis van de resultaten van die proeven zijn de omschrijving en randvoorwaarden voor de variabelen ( $d_t$ ,  $k_2$ ) in vergelijking (4.6) hierna ten opzichte van Hageman (2019-1) aangepast. In vergelijking (4.6) is sprake van de volgende parameters:

- $F_{\text{uittrek}}$  is de verankeringskracht van de koppelwapening achter de eerste tralieligger in kN per meter breedte;
- $\alpha_3$  is een lognormaal verdeelde correctiecoëfficiënt met gemiddelde 1,68 en variatiecoëfficiënt 0,18 waarin de spreiding van het gehele model voor faalmechanisme 3 is opgenomen (zie bijlage B.3 met 40 proeven);
- $f_{\text{ctm,bp}}$  is de gemiddelde treksterkte van het beton van de breedplaat in MPa ( $f_{\text{ctm}} \approx 0,3 f_{\text{ck}}^{2/3}$ );
- $d_t$  is de diepte van de onderzijde van de tralieligger in de breedplaat ten opzichte van de bovenkant van de breedplaat in mm;
 
$$\leq \left( \frac{750}{f_{\text{ctm,bp}}} \right)^{2/3}$$

$k_2$	is een correctiefactor voor de effectieve lengte in mm; = 0 bij $l_{\text{eff},2} < 100$ mm = $\frac{l_{\text{eff},2}}{5000} + 0,16$ bij $100 \text{ mm} \leq l_{\text{eff},2} < 200$ mm = $\frac{l_{\text{eff},2}}{333} - 0,4$ bij $200 \text{ mm} \leq l_{\text{eff},2} < 300$ mm = $\frac{l_{\text{eff},2}}{600} \leq 1,2$ bij $l_{\text{eff},2} \geq 300$ mm
$k_3$	is een correctiefactor voor de diameter van de koppelwapening (in mm); = $\frac{56 - \phi_{\text{kop}}}{40} \geq 0,9$ en $\leq 1,1$
$l_{\text{eff},2}$	is de effectieve lengte gewapend aansluitvlak (zie beschrijving mechanisme 2), in mm;
$\phi_{\text{kop}}$	is de diameter van de koppelwapening die bepalend is voor $l_{\text{eff},2}$ in mm.

Voor de opneembare momentweerstand in de kritische snede geldt dan:

$$M_{R3} = F_{\text{uittrek}} z \quad (4.7)$$

waarin  $z$  wordt bepaald zoals aangegeven bij faalmechanisme 4 in de volgende paragraaf.

Opmerking: In het model neemt de uittrekkraft toe met de inbeddingsdiepte  $d_t$  tot de macht 1,5. Bij een wigvormige uitbraak zou men  $d_t^2$  verwachten. De laatste relatie is in 5.5.3 van Hageman (2019-1) in eerste instantie ook beschouwd. Naast de diepte van de tralieligger in de breedplaat bleek de lengte van de koppelwapening achter de tralie en de diameter van de koppelstaven ook een beïnvloedende factor. Hierbij bleek een goede voorspelling te volgen als de diepte tot de macht 1,5 werd meegenomen, hetgeen in overeenstemming is met de theorie van korte ankers zoals in CUR-aanbeveling 25 is toegepast. Door het meenemen van de inbeddingsdiepte tot de macht 1,5 is er wel een fout ontstaan in de eenheden van de vergelijking. In principe is er zodoende een correctiefactor van 1 [ $\text{m}^{0.5}$ ] benodigd welke ten behoeve van de eenvoud van de vergelijking is weggelaten.

Aangaande eventuele langeduureffecten geldt ook hier dat door de duur van de proeven een deel van deze effecten tijdens de proef al optrad. Grotendeels wordt dit zodoende veronderstelt in de proeven te zijn meegenomen, eventuele nog resterende beperkte langeduur effecten worden geacht te zijn gecompenseerd door een sterktoename in de tijd door doorgaande hydratatie.

#### 4.6 Faalmechanisme 4: Vloeiën koppelwapening

Voor de capaciteit van de koppelwapening wordt uitgegaan van gemiddelde waarden voor de betondruksterkte en de staal vloeispanning van de koppelstaven:

$$M_{R4} = F_{\text{vloei}} z = A_s f_{ym} z \quad (4.8)$$

waarin:

$A_s$  is de staaldoorsnede van de aanwezige koppelwapening;

$f_{ym}$  is de gemiddelde vloeispanning ( $f_{ym} \approx 1.1 f_{yk}$ , zie NEN-EN 1992-2);

$z = h_t - h_{bp} - \frac{1}{2} \phi_{\text{kop}} - \frac{7}{18} x_u$  is de arm van het krachtenkoppel;

$h_t$  is de totale hoogte van de vloer;

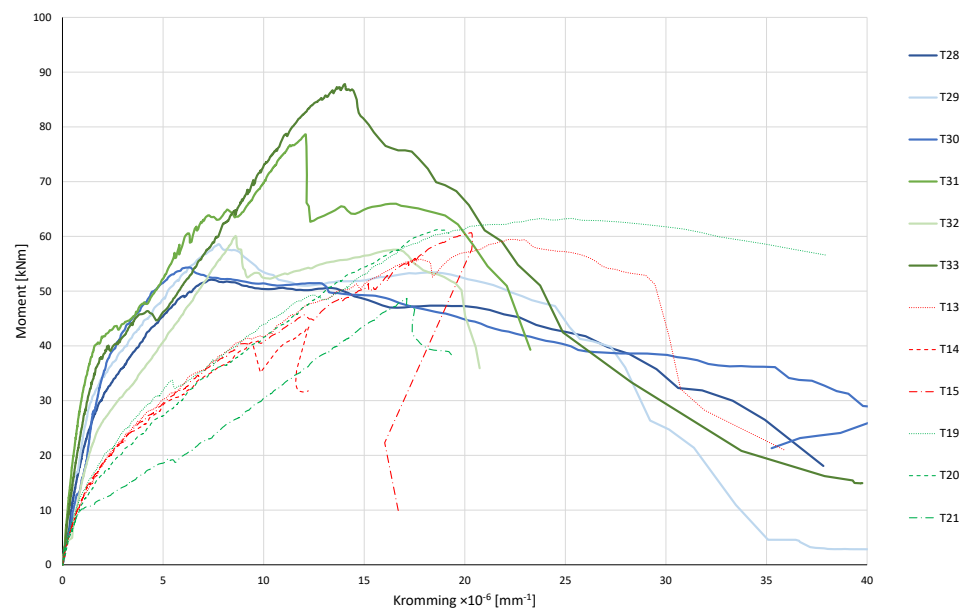
$h_{bp}$	is de hoogte van de breedplaat;
$\phi_{kop}$	is de diameter van de koppelwapening;
$x_u = \frac{4 A_s f_{ym}}{3 f_{cm}}$	is de hoogte van de betondrukzone;
$f_{cm}$	is de gemiddelde betondrukspanning van de druklaag ( $f_{cm} \approx f_{ck} + 8$ MPa, zie tabel 3.1 van NEN-EN 1992-1-1).

#### 4.7 Vervormingscapaciteit faalmechanismen 2, 3 en 4

In dit hoofdstuk wordt de vervormingscapaciteit voor de faalmechanismen 2, 3 en 4 beschouwd welke aanwezig is en ingezet kan worden bij de statisch onbepaalde vloervelden om herverdeling al dan niet mogelijk te maken. Als eerste wordt gekeken naar faalmechanisme 3, daarna naar faalmechanisme 2 en als laatste naar faalmechanisme 4. Voor faalmechanisme 1 wordt aangehouden dat er geen vervormingscapaciteit aanwezig is vanwege het brosse faalgedrag.

Na het bereiken van momentcapaciteit voor faalmechanisme 3 is er beperkt sprake van vervormingscapaciteit en kan herverdeling optreden (bij detailleringwijze I). Deze vervormingscapaciteit is in bijlage A vastgesteld aan de hand van de beschikbare experimenten.

In het hiernavolgende wordt ingegaan op de vervormingscapaciteit bij faalmechanisme 2 in relatie tot die voor faalmechanisme 3. In figuur 4.5 is een overzicht gegeven van het moment-krommingsgedrag van verschillende proefstukken in traditioneel beton waarbij de totale hoogte van de proefstukken gelijk was en de lengte van de koppelstaven en dus  $l_{eff,2}$  gevarieerd was. Bij de proefstukken T19, T20 en T21 was de druksterkte van het beton van de druklaag meer dan 50% lager dan het geval was bij de overige proefstukken waardoor de weerstand lager is.



Figuur 4.5: Moment krommingsgedrag voor verschillende proefstukken Hageman (2019-1) en TUE (2021).

Bij de proefstukken weergegeven met een doorgaande lijn was faalmechanisme 2 bepalend en is in de regel na het bereiken van de top een terugval van het weerstandsniveau zichtbaar naar een niveau dat overeenkomt met het niveau faalmechanisme 3. Bij de gestippelde lijnen was faalmechanisme 3 bepalend. In de figuur is te zien dat als faalmechanisme 2 bepalend blijkt te zijn, het gedrag in het begin van de proef stijver is dan voor de overige proefstukken. Wat echter ook te zien is, is dat na het bereiken van de maximale belasting de totale vervormingscapaciteit in het algemeen lager is dan bij de proefstukken waar faalmechanisme 3 bepalend was. Het verschil is echter beperkt en kan ook bij faalmechanisme 3 in een enkel geval lager zijn (zie bijvoorbeeld proefstuk T15). Daar er toch een zekere mate van afhankelijkheid van de vervormingscapaciteit ten opzichte van het faalmechanismen aanwezig lijkt te zijn, zal, in de analyses waar vervormingscapaciteit van belang is, de aan te houden vervormingscapaciteit bepaald worden op basis van het maatgevende faalmechanisme. Hiervoor zal onderstaande afhankelijkheid gehanteerd worden, zie ook hoofdstuk 2.2 (Z is de waarde van de grenstoestandsfunctie):

- Voor  $Z_{R2}$  wordt de vervormingscapaciteit zoals bepaald in bijlage A.2.
- Voor  $Z_{R3}$  wordt de vervormingscapaciteit zoals bepaald in bijlage A.3.

Voor de vervormingscapaciteit van faalmechanisme 4 wordt gebruik gemaakt van de achtergronddocumenten bij de nieuwe Eurocode EN 1992-1-1. Dit betreft *prEN1992-1-1:Sept 2021* en *Background document to subsection 7.3.2 (4) d.d. 27.10.2020* en de *presentatie hierover in SC2/WG1 – N1084*. Op basis van deze achtergronden is de gemiddelde rotatiecapaciteit vastgesteld op:  $\varphi_{Rm} = 4,18 \cdot 10^{-3}$  rad met een variatiecoëfficiënt  $V = 0,381$ .

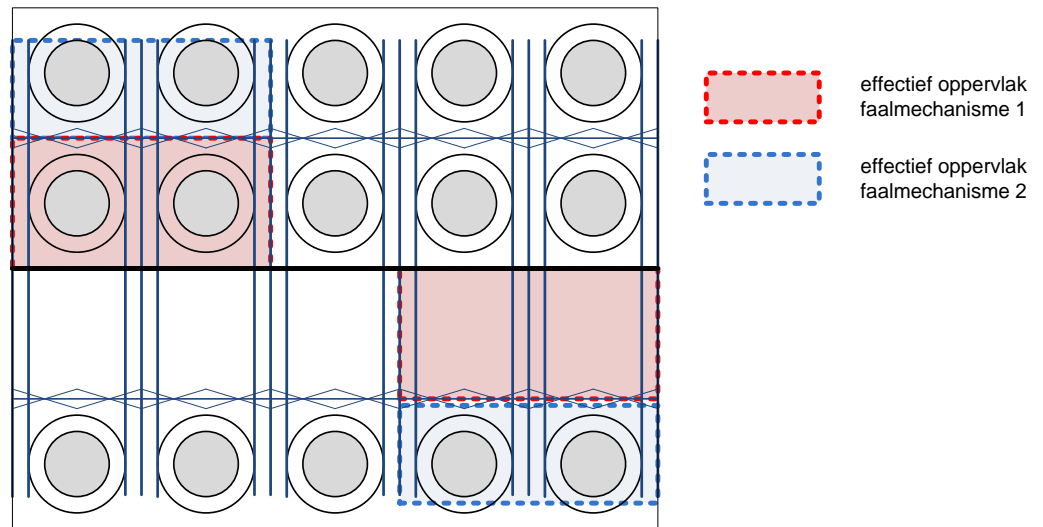
#### 4.8 Effectief oppervlak bij gewichtsbesparende elementen

Voor de bepaling van de weerstand volgens faalmechanisme 1 en 2 is het oppervlak waarover het beton van de breedplaat en de druklaag direct met elkaar verbonden zijn van invloed. Bij gewichtsbesparende elementen is het contact tussen het beton van de breedplaat en druklaag onderbroken door het gewichtsbesparende element (zie figuur 4.6).



Figuur 4.6: Detail tralieliggers bij koppelstaven in hoofdraagrichting (TNO, 2017).

In figuur 4.7 is het bij faalmechanisme 1 en 2 beschouwde gebied aangegeven in rood (faalmechanisme 1) en blauw (faalmechanisme 2). Hierbij is het door bollen doorsnede deel aangegeven als donker gearceerde deel van de cirkelvormige gewichtsbesparende elementen.



Figuur 4.7: Bovenaanzicht effectief oppervlak met reductie door aanwezigheid van bollen.

Het effectief oppervlak gebruikt in faalmechanisme 1 en 2 kan dan als volgt worden bepaald:

$$A_{\text{eff}} = b l_{\text{eff},i} - n A_{\text{bol}} \quad (4.9)$$

waarin:

$$l_{\text{eff},i} = l_{\text{eff},1} \text{ voor faalmechanisme 1,}$$

$$= l_{\text{eff},2} \text{ voor faalmechanisme 2;}$$

$n$  is het aantal gewichtsbesparende elementen in het aansluitvlak over breedte  $b$ ;

$A_{\text{bol}}$  is de doorsnijding van het aansluitvlak door een gewichtsbesparende elementen.

#### 4.9 Samenvatting

In dit hoofdstuk is een overzicht gegeven van uit experimenten verkregen verdelingsfuncties van de momentweerstand van naden tussen breedplaatvloeren indien sprake is aldaar van primaire krachtsoverdracht. Zoals toegelicht in hoofdstuk 3 is dit slechts een deel van de informatie die wordt gebruikt in onderhavige studie. Het tweede deel betreft het 'track record'; dit wordt beschreven in het volgende hoofdstuk.

## 5 Informatie vanuit het ‘track record’

### 5.1 Inleiding en methodebeschrijving

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op het ‘track record’: de informatie die vanuit het ‘mega’ experiment zoals toegelicht in hoofdstuk 3 wordt meegenomen in de faalkansanalyse. In paragraaf 3.2 is het track record gedefinieerd als:

$$D = [ S , S_1, S_2, \dots, S_n, F_{E,1}, S_{E,1}, \dots, S_{E,m} ] \quad (5.1)$$

Hierin staat  $S$  voor het overleven (de survival) vanaf de bouw tot op heden van het beschouwde vloerveld zelf,  $S_i$  voor het overleven van een aantal vergelijkbare andere vloervelden  $i$ .  $F_{E,1}$  is het falen (instorten) van de vloer van de parkeergarage in aanbouw bij de luchthaven Eindhoven en  $S_{E,j}$  staat voor het overleven van de eigenwichtsbelasting door de niet bezweken vloeren van de parkeergarage in aanbouw bij de luchthaven Eindhoven.

Achtereenvolgens wordt hieronder ingegaan op het respectievelijk overleven van verschillende subpopulaties vloeren en het specifieke geval Eindhoven Airport.

#### 5.1.1 *Overleven vloeren bestaande voorraad*

Met betrekking tot het overleven van de beschouwde vloer en andere vergelijkbare vloeren kan het volgende gezegd worden.

In Nederland zijn de afgelopen decennia veel bouwwerken uitgevoerd met breedplaatvloeren met voegdetails zoals besproken in hoofdstuk 2. Behalve de dakvloer van Eindhoven Airport zijn deze vloeren gedurende hun levensduur niet bezweken en hebben hun eigengewichtsbelasting en de opgetreden vloerbelasting overleefd. Dit betreft een ‘mega’ experiment waarin een aantal van  $n$  vloeren niet gefaald zijn gedurende een levensduur van  $T$  jaar. Wel is geconstateerd dat bij meerdere van deze vloeren enige vorm van delaminatie van het aansluitvlak tussen de rand van de breedplaat en de tralieligger is opgetreden zonder dat bezwijken van de vloer is opgetreden. In hoofdstuk 2 is aangegeven dat drie faalmechanismen van de voeg parallel werken, het feit dat delaminatie (faalmechanisme 1) is opgetreden zonder doorgaande instorting betekent dat er inderdaad sprake is van dit parallelsysteem van mechanismen en dat de modellering op dit punt bevestigd wordt door de praktijk.

Voor dit project wordt voor de overleefde periode  $T$  een standaardwaarde van 10 jaar genomen. De meeste bestaande constructies met details in breedplaatvloeren zoals besproken in hoofdstuk 2 zijn minimaal 10 jaar oud. In enkele gevallen zijn de gebouwen jonger (minimaal 5 jaar gerekend vanaf 2017); de invloed daarvan op de resultaten zal worden beschouwd.

Met betrekking tot het aantal  $n$  overleefde vloeren dient kritisch gekeken te worden of er subpopulaties onderscheiden kunnen worden. Niet alle gebouwen met breedplaatvloeren met een kritische voeg zijn op gelijke wijze uitgevoerd. Zo is er in sommige gebouwen sprake van een combinatie van kritische naden bij alleen langsvoeegen en bij anderen wordt dit gecombineerd met kopvoegen. Al naar gelang de grootte van de overspanningen in een gebouw zijn er ook vloervelden met één of meerdere kritische naden per overspanning. De parkeergarage was een voorbeeld waarbij meerdere kritische naden in een overspanning aanwezig waren. Het

aantal kritische naden is afhankelijk van het statisch systeem van de vloeren, het gekozen legpatroon voor de breedplaten in de vloeren, etc. Aanvullend moet worden opgemerkt dat de wapening in de naden regelmatig geoptimaliseerd werd zodat het niet zo is dat een kritische naad alleen ter plaatse van het maximale positieve moment aanwezig kan zijn. In de analyse wordt er daarom vanuit gegaan dat de gehele vloer ontworpen is op 'net voldoen' voor buiging (faalmechanisme 4).

Om zo correct mogelijk gebruik te kunnen maken van de informatie vanuit het track record moet de invoer zijn ontleend aan een zo representatief mogelijke beschrijving van de bestaande voorraad breedplaatvloeren met positieve momenten ter plaatse van langsnaden. Een afwijking tussen experimenten en realiteit kan mogelijk goed verklaard worden door onderscheid te maken in diverse klassen op basis van diverse criteria.

Opmerking: Behoudens de dakvloer, is het waarschijnlijk dat de vloeren tijdens de bouwperiode al een keer een belasting bovenop hun eigen gewicht hebben gedragen. Uit de gegevens (vaak foto's) van de bouwwijzen die gevonden zijn, blijkt dat onderstempelen over twee of drie verdiepingen gebruikelijk was voor het maken van dit type vloeren. Het zou daarom voor kunnen komen dat bijvoorbeeld de 1<sup>e</sup>, 2<sup>e</sup> en 3<sup>e</sup> verdiepingvloer al een keer zijn belast tot circa 1,33 (of zelfs 1,5) keer de eigengewichtsbelasting. Omdat dit in algemene zin niet aan te tonen is, wordt dit niet verder meegenomen. Dit is een conservatieve benadering.

In paragraaf 5.3 is een overzicht gegeven van criteria op basis waarvan subpopulaties gevormd worden. Deze subpopulaties worden doorgerekend in hoofdstukken 7-8 om te bezien of inderdaad de betrouwbaarheid van de vloeren na een overleefde periode van 10 jaar veel verschilt per subpopulatie. Indien de verschillen klein zijn worden de subpopulaties samengevoegd. Daarom zal in de conclusies (hoofdstuk 9) teruggekomen worden op de definitieve keuze voor de te onderscheiden subpopulaties voor de beoordeling in de praktijk.

### 5.1.2 Case Eindhoven Airport

Voor de faalgebeurtenis  $F_{E,1}$  en de gebeurtenissen van overleven  $S_{E,1}$  wordt rekening gehouden met de typologie van de vloeren bij de parkeergarage Eindhoven Airport. Omdat deze vloer uitvoerig is onderzocht zijn in beginsel meer zaken in detail bekend dan voor een willekeurige vloer elders. Voorbeelden zijn de aanwijzingen voor het opgetreden mechanisme bij de ingestorte dakvloer, de aanwezige nuttige belasting en de mate van opwarmen op de dag van instorten. Men kan ook denken aan bijzonderheden die van belang zijn voor de bouwkwaliteit. In Bijlage C wordt uitgebreid ingegaan op het formuleren van de grenstoestandsfunctie  $g_E$  voor het falen van de dakvloer van Eindhoven Airport.

## 5.2 Overzicht input track record

### Het te beoordelen vloertype

De gebeurtenis  $S$  betreft het overleven in de tijd van de beschouwde vloer. De gebeurtenissen  $S_i$  met  $i = 1..n$  zijnde het overleven van  $n$  andere vloervelden van het bedoelde vloertype worden beschreven met behulp van de volgende grenstoestandsfunctie:

$$S_i = \{ g(X) > 0 \} \quad (5.2)$$

Verdere gegevens zijn:

Overleven	
Tijd	10 jaar
Aantallen vloervelden binnen 1 gebouw	$n_{bin} = 30$
Aantallen gebouwen	$n_{geb}$ (uitgezet op x-as in figuren in hoofdstuk 8)

Hierbij wordt voor een vloerveld uitgegaan van een vloerdeel opgelegd op bijvoorbeeld 4 kolommen, een verdieping kan dus bestaan uit meerdere vloervelden.

Voor  $S$  en  $S_i$  wordt voor de weerstand  $R$  een waarde genomen behorende bij de specifieke uitvoeringswijze van de te beoordelen vloer. Binnen één gebouw wordt uitgegaan van de aanwezigheid van orde grootte 30 vloervelden: dit is een geschat typisch aantal voor CC2 constructies. Voor de belasting wordt in  $g(X) > 0$  gerekend met eigengewicht, overige permanente belasting, en vloerbelasting aangevuld met eventueel een temperatuursbelasting in het geval van een temperatuurgevoelige vloer.

#### Eindhoven Airport

Zowel de ingestorte dakvloer als de overige (niet ingestorte vloeren) worden tot het track record gerekend:

(1)

De gebeurtenis  $F_{E,1}$  falen van de dakvloer van Eindhoven Airport wordt beschreven met de volgende grenstoestandsfunctie:

$$F_{E,1} = \{ g_{E1}(X) < 0 \} \quad (5.3)$$

Hierin wordt voor  $R$  verwezen naar de Eindhoven specifieke uitvoeringswijze van de vloer, zie bijlage C. Voor de belasting wordt in  $g_{E1}(X) < 0$  gerekend met eigengewicht en temperatuur.

(2)

De gebeurtenissen  $S_{E,j}$  met  $j=1..m$  met  $m=8$  zijnde het overleven van 8 overige vloeren van Eindhoven Airport worden beschreven met de volgende grenstoestandsfunctie:

$$S_{E,j} = \{ g_{Ej}(X) > 0 \} \quad (5.4)$$

Hierin wordt voor  $R$  verwezen naar de Eindhoven specifieke uitvoeringswijze van de vloer, zie bijlage C. Voor de belasting wordt in  $g_{Ej}(X) > 0$  alleen gerekend met eigengewicht; het is conservatief om hier niet te rekenen met temperatuur omdat het bewezen sterkte betreft.

Het aantal 8 betreft een redelijke waarde gezien de omvang van de parkeergarage. De parkeergarage Eindhoven Airport kende een viertal verdiepingen en bestaat uit 2 delen welke op hoofdlijnen gelijk zijn qua opbouw (spiegelsymmetrie). Gegeven de symmetrie in het gebouw is het ingestorte vloerdeel dus 1 van 8 vergelijkbare vloeren waarbij 2 van 8 vloeren door temperatuurseffecten kritischer waren. De overige delen van de vloer betroffen nog 3 overspanningen die steeds smaller werden. Met name het naastgelegen vloerveld is qua overspanning vergelijkbaar



maar geen randveld en daarmee mogelijk minder kritisch. Het veld aan de andere zijde wat als randveld beschouwd zou kunnen worden is vele malen kleiner en door de plaatsing van de kolommen niet vergelijkbaar met de ingestorte vloer.

#### Voorinformatie modelonzekerheid

Voor de modelonzekerheid wordt in alle gevallen een breedbandige prior gekozen, om zo weinig mogelijk a priori informatie toe te voegen; zie hoofdstuk 7 voor de beschrijving van de modelonzekerheid.

### **5.3 Subpopulaties van breedplaatvloeren**

In deze paragraaf worden de diverse te onderscheiden subpopulaties weergegeven. De aantallen  $n$  binnen de subpopulatie worden onderscheiden naar aantallen gebouwen en aantallen vloeren binnen gebouwen.

#### Indeling op basis van voegdetaillering (zie ook tabel 5.1)

Belangrijke eigenschappen van het voegdetail voor het onderscheiden van subpopulaties zijn:

- Koppelwapening doorlopend tot voorbij de eerste tralieligger of niet? Dit is o.a. van invloed op de aan te houden weerstandsmodellen (faalmechanismen 1 t/m 4, ook wel aangeduid met  $R_1$  t/m  $R_4$ ), zie hoofdstuk 2 en 4.
- Nabewerking van het breedplaatoppervlak: wel of niet nabewerkt, is van invloed op de grootte van de bezwijklast bij faalmechanismen 1 en 2 in verband met de ruwheidsparameter (zie hoofdstuk 4).
- Betonsoort breedplaat: traditioneel of zelfverdichtend, van invloed op faalmechanisme 1 en 2.

Uit overzichten van producenten over de productiewijze van breedplaten in het verleden blijkt dat voor de meeste breedplaten zonder gewichtsbesparende elementen geldt dat deze zijn uitgevoerd in traditioneel beton waarbij na het storten het oppervlak meestal is nabewerkt. In dit kader moet worden opgemerkt dat volgens NVN 6725 de bovenzijde van breedplaten nabewerkt moest worden. Deze eis is in de Europese productnorm NEN-EN 13747, beschikbaar sinds 2006, komen te vervallen. Ervaringen met breedplaatvloeren leert ook dat in KOMO-certificaten, hoewel gebaseerd op NEN 6725, hierop niet altijd beoordeeld werd. Er zijn zodoende ook breedplaatvloeren in traditioneel beton zonder nabewerking.

Bij breedplaten uitgevoerd in zelfverdichtend beton en bij breedplaten met gewichtsbesparende elementen heeft vaak geen nabewerking plaatsgevonden, dit omdat dit door de consistentie van het zelfverdichtend beton en de aanwezige elementen op het oppervlak lastig is uit te voeren.

Voor de weerstandsmodellen  $R_1$  en  $R_2$  wordt in het algemeen daarom uitgegaan van niet nabewerkte oppervlakken bij zelfverdichtend beton. Voor traditioneel beton zal meestal de bovenkant van de breedplaat nabewerkt zijn; echter er zijn dus ook gevallen bekend waarbij het beton niet bewerkt is, het effect hiervan zal worden onderzocht in hoofdstuk 9 bij de gevoeligheidsstudie.

Er zijn ook enkele gebouwen bekend waar gewichtsbesparende elementen zijn toegepast met traditioneel beton, hier heeft dan ook geen nabewerking plaatsgevonden. Het effect hiervan zal middels geval 8 (zie tabel 5.1) worden beschouwd.

Bovenstaande elementen uiten zich in de praktijk in verschillende opbouw van het voegdetail welke gerepresenteerd worden door 12 typische gevallen, c.q. vloertypologieën met een typische overspanningslengte en bijbehorende lengte van de koppelstaven en afstand van de naad tot de eerste tralie. Daar waar relevant, wordt gevarieerd m.b.t. de nabewerking van de breedplaat en het type beton. Deze 12 gevallen worden in de hoofdstukken 7 en 8 doorgerekend, aangevuld met een gevoeligheidsstudie in hoofdstuk 9. Deze gevallen dienen uiteindelijk om duidelijke scheidslijnen te kunnen trekken tussen vloerconstructies welke wel en welke niet voldoen aan de CC2 afkeurgrens.

Voor een nadere uitleg over de 12 gevallen wordt verwezen naar de tekst onder tabel 5.1.

Tabel 5.1: Eigenschappen van de beschouwde gevallen.

Geval	Over-spanning (L) [m]	Totale hoogte vloer ( $h_{tot}$ ) [mm]	Lengte koppelwap. ( $l_{kop}$ ) [mm]	Koppelwapening ( $\phi_{kop}-s_{kop}$ ) [mm]	Afstand naad-tralie ( $a_{tra}$ ) [mm]	Detail (fig. 2.1)	Ontwerp belast. ( $Q_k$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	Stochastische vloerbelast.*	Reductie volume & effectief opp.**	Type beton	Nabewerking beton
1	5,4	260	476	Ø8-150	400	II	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
2	7,2	285	400	Ø10-150	300	I	4	Kantoor	30%	ZVB	Nee
3	7,2	320	558	Ø10-150	400	I	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
4	7,2	320	550	Ø10-150	550	III	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
5	7,2	320	550	Ø10-150	550	III	4	Kantoor	30%	ZVB	Nee
6	7,2	320	558	Ø10-150	508	II	4	Kantoor	30%	ZVB	Nee
7	7,2	320	476	Ø8-100	400	II	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
8	7,2	340	400	Ø10-130	320	II	5	Kantoor	26%	Trad.	Nee
9	10	360	640	Ø12-150	400	I	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
10	10	350	640	Ø12-150	370	I	4	Kantoor	27%	ZVB	Nee
11	10	420	803	Ø16-150	400	I	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
12	15	450	775	Ø16-150	425	I	2	Parkeren	22%	ZVB	Nee

\* Kantoor en onderwijsgebouwen:  $m_Q = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>,  $V_Q = 0,48$  en parkeergarages:  $m_Q = 1,9$  kN/m<sup>2</sup>,  $V_Q = 0,11$  (zie hoofdstuk 6). Er wordt in hoofdstuk 8 ook een gevoeligheidsstudie gerapporteerd.

\*\* Bij het gebruik van gewichtsbesparende elementen is er sprake van een reductie van het volume (gewicht) en het effectieve oppervlak die qua percentage nagenoeg overeen blijken te komen.

De gevallen zijn gebaseerd op veel voorkomende overspanningen in gebouwen (geval 1, 3, 9) met daarvoor gekozen een ontwerp gebaseerd op volgende aannamen:

- Hoogte vloer 1/25 – 1/30 van de overspanning
- Koppelwapening geoptimaliseerd op h.o.h. orde grootte 150 mm
- Lengte koppelwapening gebaseerd op standaard ontwerpeisen zoals van toepassing tijdens de bouw
- Plaatsing tralie 400 mm vanaf de rand
- Traditioneel beton zonder gewichtsbesparende elementen met nabewerking.

Daarnaast zijn er variaties op deze standaard gevallen gedefinieerd om voor vanuit de praktijk bekende afwijking t.o.v. deze standaard het effect hiervan na te gaan.

De achtergrond voor de gevallen is als volgt:

- Geval 2: variant voor geval 3 met ZVB en gewichtsbesparende elementen
- Geval 4: variant voor geval 3 waarbij effect van niet rechthoekige platen en daaruit optredende grotere tralieafstand wordt nagegaan voor traditioneel beton
- Geval 5: variatie op geval 4 met gewichtsbesparende elementen waar de tralie zo ver verschoven is dat koppelstaven niet doorlopen tot voorbij de tralieligger
- Geval 6: variatie van geval 3 met  $l_{eff2} = 50\text{mm}$
- Geval 7: variant met kleinere diameter koppelstaven ( $\varnothing 8$ ) met bijbehorende lengte van de koppelstaven resulterend in lagere waarde van  $l_{eff2}$  t.o.v. variant met  $\varnothing 10$  staven
- Geval 8: gewichtsbesparende elementen met traditioneel niet nabewerkt beton
- Geval 10: variant op geval 9 met gewichtsbesparende elementen met ZVB en afwijkende tralie plaatsing i.v.m. afmeting gewichtsbesparende element.
- Geval 11: variant op geval 9 met grotere constructie hoogte en daarop afgestemde afwijkende koppelwapening
- Geval 12: variant met grote overspanning (15m) en afwijkende veranderlijke belasting (parkeerbelasting)

De gehanteerde reductie van het effectieve oppervlak en het betonvolume in Tabel 5.1 is gebaseerd op in de praktijk veel toegepaste configuraties van gewichtsbesparende elementen in breedplaatvloeren. De reductie in betonvolume is van invloed op de aan te houden gemiddelde waarde voor het eigen gewicht van de vloer.

In bovenstaande gevallen is geen variatie in de breedplaatdikte aangehouden; alle breedplaten hebben een dikte van 70 mm. Kleinere breedplaatdikten zijn in de praktijk ook toegepast maar zullen resulteren in een iets gunstigere nuttige hoogte van de koppelstaven hetgeen leidt tot een lagere over te dragen trekkracht hetgeen gunstig is. Aangaande de diepte van de onderzijde van de tralieligger in de breedplaat is uitgegaan van  $d_t = 25\text{ mm}$ . In de praktijk kan deze waarde ook groter zijn, hetgeen gunstig is voor de weerstand voor faalmechanisme 3; de aangehouden waarde van  $d_t$  is dan dus conservatief. In enkele uitzonderlijke gevallen is bekend dat de waarde voor  $d_t$  ook lager kan zijn. Dit zou ongunstig zijn voor de sterkte op tijdstip  $t=0$ , echter het effect na 10 jaar bewezen sterkte wordt beperkt geacht.

Voor de diepte van de onderzijde van de tralieligger in de breedplaat wordt 25 mm aangehouden. Deze waarde is relatief klein en is voor meeste breedplaten groter, daarom is deze waarde niet als stochast meegenomen. Daarnaast is bij minder diepe tralies dit vooral van invloed op de weerstand voor de langere doorsteek van koppelstaven. Bij de kritische detailleringwijzen met de kortere doorsteek is vooral faalmechanisme 2 van belang welke niet gevoelig is voor de diepte. Het effect van een andere diepte van 25 mm is zodoende beperkt.

Voor alle gevallen zal worden uitgegaan van een 3D tralieligger met diagonalen  $\varnothing 6$ . Het effect van een kleinere diagonaal diameter zal in de gevoeligheidsstudie in hoofdstuk 9 worden onderzocht.

### Indeling op basis van krachtswerking

Met betrekking tot het aantal voegen in een hoofdoverspanning kan uitgaande van een maximale breedplaatbreedte van 3 meter, de volgende onderverdeling gemaakt worden:

- gebouwen met één voeg per overspanning (max. 6 m)
- gebouwen met meerdere voegen per overspanning:
  - max. 9 m – 2 voegen
  - max. 12 m – 3 voegen

In de 12 hierboven genoemde gevallen wordt in eerste instantie gerekend met één voeg per overspanning, en in hoofdstuk 9.5 wordt het effect beschouwd van meerdere voegen. In de praktijk kan zich namelijk de situatie voordoen dat zich twee of drie voegen bevinden nabij van het maximum veldmoment. In dat geval zal gezien het bijna constante karakter van de momentenlijn nabij het maximale veldmoment bezwijken optreden bij de voeg met de laagste sterkte. Daarnaast wordt de hoeveelheid, dus ook de diameter en daaruit volgende de lengte van de koppelwapening door ontwerpend constructeurs voor iedere naad vaak aangepast naar de grootte van het buigend moment ter plaatse.

Een goede benadering voor de reductie van de sterkte bij  $n$  naden wordt gegeven door in de rekenmethode 2 of 3 voegen te berekenen en hiervan de zwakste te nemen. Dit wordt beschouwd in de gevoeligheidsstudie in hoofdstuk 9.

### Indeling op basis van belastingen

Met betrekking tot de karakteristieke veranderlijke vloerbelasting wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende ontwerpuitgangspunten:

- Kantoorruimten ( $Q_k = 4 \text{ kN/m}^2$  of soms  $Q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ )
- Bijeenkomstgebouwen ( $Q_k = 4 \text{ kN/m}^2$ )
- Parkeerdekken ( $Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ )

In de berekeningen wordt voor bijeenkomstgebouwen bij gebruik gerekend met een belasting passend voor kantoorruimten en onderwijsgebouwen (ruimte met onderwijsfunctie waar les wordt gegeven), zie ook Tabel 5.1 en Tabel 6.1.

Hoe lager de daadwerkelijke vloerbelasting ten opzichte van de ontwerpbelasting hoe minder de vloer zich beweegt. Daarom wordt in een gevoeligheidsstudie het effect onderzocht van een lagere belasting dan passend bij het gebruik van de vloer vanuit het ontwerp. Dit wordt nader onderzocht in de gevoeligheidsstudie in hoofdstuk 8.

Ook wordt in de gevoeligheidsstudie het effect van de ratio tussen de permanente ( $G_k$ ) en veranderlijke ( $Q_k$ ) belasting onderzocht daar deze van vloer tot vloer kan variëren, zie Tabel 5.1.

In veel gebouwen zijn naast de hoofdfunctie vaak ook vloerdelen voor andere functies aanwezig. Dit betreft o.a. installatieruimten (veelal ontworpen op 8 à 10  $\text{kN/m}^2$ ) en (lokale) ICT- en archief ruimten (ontworpen op 10 à 12  $\text{kN/m}^2$ ). Hiervoor geldt dat de vloerconstructie zich al in hoge mate bewezen heeft indien dit gebruik daadwerkelijk is opgetreden. Het generieke advies is bij dergelijke ruimten de veranderlijke belasting niet hoger te laten worden dan de belasting die reeds opgetreden is. In het vervolg van het rapport wordt er daarom niet verder specifiek ingegaan op deze ruimtes.

In Tabel 5.1 is gerekend met een karakteristieke waarde van de vloerbelasting in de ontwerpsituatie van 4 kN/m<sup>2</sup>. Er zijn ook gevallen waarbij ontworpen is op een lagere vloerbelasting. De in dat geval optredende momenten in de vloeren kunnen leiden tot configuraties van koppelwapening met kleinere diameter en bijbehorende lengte. Deze worden geacht te zijn afgedekt door de variaties in Tabel 5.1. Met betrekking tot opgelegde vervormingen als gevolg van temperatuurseffecten worden vloeren onderscheiden die wel of niet gevoelig zijn voor temperatuur. Naast vloeren met opgelegde vervormingen door temperatuurseffecten zijn er ook dakvloeren waar door een aangebracht isolatie temperatuurseffecten nagenoeg worden uitgesloten. Door de afdichting voor vocht van de vloer aan de bovenzijde zijn deze vloeren wel gevoelig voor effecten door krimp. Deze effecten zijn vertaald naar een equivalente temperatuursbelasting, zoals nader uitgewerkt in paragraaf 6.5.3.

#### 5.4 Informatie vanuit proefbelastingen

Voor een aantal gebouwen zijn gegevens over proefbelastingen ter beschikking gesteld aan TNO. Een overzicht van de hieruit herleidde informatie is weergegeven in tabel 5.2.

Op basis van gegevens uit Tabel 5.2 kan voor elk van de aldaar genoemde verhoudingen  $\xi$  in doorgerekend worden wat de betrouwbaarheid is van een niet proefbelaste vloer gegeven dat een andere vloer uit de subpopulatie de proefbelasting heeft overleefd. Het track record wordt dan uitgebreid tot:

$$D = [ S , S_1, S_2 , \dots, S_n, S_{\text{proefbelasting}}, F_{E,1}, S_{E,1}, \dots S_{E,m} ] \quad (5.5)$$

Hierbij is  $S_{\text{proefbelasting}}$  de gebeurtenis van de overleefde proefbelasting(en) ter grootte van  $\xi \cdot Q_k$ .

Het meenemen van proefbelastingen in het track record heeft een (beperkt) gunstige invloed op de betrouwbaarheid van een niet proefbelaste vloer. Al naar gelang de uitkomsten van de casestudies zonder het meenemen van het effect van overleefde proefbelastingen wordt bepaald of een optimalisatie van de betrouwbaarheid voor een specifieke case op basis van proefbelastingen benodigd is of niet. Dit wordt nader besproken in hoofdstuk 8.

In de regel valt op dat de proefbelastingen uitgevoerd zijn bij vloeren waar de koppelwapening relatief zwaar is uitgevoerd. In de herberekening van de vloervelden is om verschillende redenen lokaal sprake van pieken in de optredende momenten welke in de regel vertaald lijken te zijn in grotere staafdiameters. Een 1 op 1 vergelijking met de in tabel 5.1 gegeven gevallen is daarom niet altijd mogelijk.

In die gevallen waar de delaminatie vooraf, tijdens en na de proefbelasting is onderzocht bleek dat, zoals ook in 5.1.1 gemeld voor andere constructies, er in delen van vloeren delaminatie werd waargenomen. Hierbij geldt dat deze onthechting waargenomen wordt in het gebied tussen de naad en de tralieligger. Desalniettemin is er bij geen van de proefbelastingen falen geconstateerd van de vloerdelen met vastgestelde delaminatie. Dit duidt ook weer op het in hoofdstuk 2 weergegeven in parallel werken van de faalmechanismen waarbij de delaminatie met name duidt op optreden van faalmechanisme 1.

Tabel 5.2: Overzicht beschikbare gegevens uitgevoerde proefbelastingen.

Case	A	B	C	C	C	C	C	D	E	E	E	F	G	G	H
Leeftijd bij beproeven [jr]	<1	2	>3	>3	>3	>3	>3	<1	>10	>10	>10	6	5	5	4
Overspanning vloerveld [m]	7,2	7,2	4,8	5,6	4,8	4,8	4,8	5,4	7,2	7,2	7,2	8,2	7,2	7,2	7,2
Hoogte vloer [mm]	?	650	280	280	280	280	280	340	390	390	340	340	340	340	340
Lengte koppelw. [mm]	?	975	?	?	?	?	?	650	975	975	775	?	?	?	625
Diameter koppelw. [mm]	?	20	?	?	?	?	?	12	20	20	16	?	16	12	12
Afstand tralie-rand [mm]	?	425	300	300	300	300	300	375	375	375	375	375	375	375	375
Gewichtbesp. elementen	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja
Type beton (trad. / ZVB)	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB	ZVB
Ontwerp $G_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	?	13,65	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,8	4,8	4,8	4,8	?	8,1	8,1	5,8
Ontwerp $G_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]	?	7,8	?	?	?	?	?	1,7	2,6	2,6	2,6	?	?	?	2,65
Ontwerp $Q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	?	5,0	3,3 1,75 <sup>a</sup>	3,3 1,75 <sup>a</sup>	3,3 1,75 <sup>a</sup>	3,3 1,75 <sup>a</sup>	3,3 1,75 <sup>a</sup>	4,0	5,0 1,5 <sup>b</sup>	5,0 1,5 <sup>b</sup>	3,0 1,5 <sup>b</sup>	2,5	4,0 2,5 <sup>b</sup>	4,0 2,5 <sup>b</sup>	2,5 2,0 <sup>c</sup>
Proefbelasting ( $Q_p$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	<sup>d</sup>	7,85	4,16 2,6 <sup>a</sup>	4,16 2,6 <sup>a</sup>	4,16	4,16	4,16	4,5	3,33	3,33	3,33	3,0	4,0	4,0	2,5
$\xi = Q_p/Q_k$	?	1,57	1,26 1,48 <sup>a</sup>	1,26 1,48 <sup>a</sup>	1,26	1,26	1,26	1,13	0,67	0,67	1,11	1,2	1,0	1,0	1,0
Aantal proefbelast.	?	?	5 1 <sup>a</sup>	8 1 <sup>a</sup>	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?
Aantal belaste vloervelden	3	1	6	9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

<sup>a</sup> Gangen, e.d.<sup>b</sup> Proefbelasting<sup>c</sup> Dak<sup>d</sup> 4 vijzels, drukkracht 25, 50, 65 kN

## 6 Belastingen

### 6.1 Beschrijving parameters

Voor de bepaling van de betrouwbaarheid van de breedplaatvloeren is het nodig een adequate probabilistische beschrijving te hebben van de belastingen op de vloeren. Deze spelen een tweeledige rol: enerzijds in de bepaling van de faalkans en anderzijds in de bewezen sterkte analyse.

De van belang zijnde belastingen zijn het eigengewicht, de permanente belasting (afwerking en dergelijke), de veranderlijke belasting op vloeren en daken, en belastingeffecten als gevolg van temperatuur en krimp. Ook wordt aandacht besteed aan de veiligheid bij brand.

Eigengewicht en veranderlijke belasting hangen af van de bestemming en stramienmaten van het gebouw. Onderscheid is gemaakt tussen gebouwen (wonen, kantoor, onderwijs) en parkeergarages.

Een overzicht van de verdelingen voor de beschreven belastingen is gegeven in tabel 6.1. De karakteristieke waarde is de waarde aangehouden voor het ontwerp, waarbij de geldende partiële factoren conform NEN-EN 1990/NB zijn toegepast. De stochasten in Tabel 6.1 worden in de hiernavolgende paragrafen toegelicht.

Tabel 6.1: Beschrijving van belastingparameters in de grenstoestandsfunctie.

Toepassing	Onderdeel	Var.	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde waarde	Variatie-coëfficiënt	Karakterist. waarde bij ontwerp
Gebouw	Vloer	$G_b$	Eigen gewicht	Normaal	(varieert)	0,05	(varieert)
		$G_o$	Permanent **	Normaal	2,0 kN/m <sup>2</sup>	0,10	2,0 kN/m <sup>2</sup>
		$Q$	Veranderlijk (5-jaar maximum)	Gumbel	1,2 kN/m <sup>2</sup>	0,48	4,0 kN/m <sup>2</sup>
	Dakvloer, geïsoleerd	$G_b$	Eigen gewicht	Normaal	(varieert)	0,05	(varieert)
		$G_o$	Permanent	Normaal	1,0 kN/m <sup>2</sup>	0,10	1,0 kN/m <sup>2</sup>
		$Q$	Veranderlijk (5-jaar maximum)	Gumbel	(varieert)	0,48	(varieert)
		$S$	Sneeuw, plat dak (5-jaar maximum)	Gumbel	0,37 kN/m <sup>2</sup>	0,40	0,56 kN/m <sup>2</sup>
$\Delta T_k$	Temperatuurverschil equiv. aan effect krimp (10 jaar)	Normaal	33 K	0,10	-		
Parkeren	Vloer	$G_b$	Eigen gewicht	Normaal	(varieert)	0,05	(varieert)
		$G_o$	Permanent	Normaal	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,10	0,5 kN/m <sup>2</sup>
		$Q$	Veranderlijk (5-jaar max., benadering)	Gumbel	1,9 kN/m <sup>2</sup>	0,11	2,0 kN/m <sup>2</sup>
	Dakvloer	$G_b$	Eigen gewicht	Normaal	(varieert)	0,05	(varieert)
		$G_o$	Permanent	Normaal	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,10	0,5 kN/m <sup>2</sup>
		$Q$	Veranderlijk (5-jaar max., benadering)	Gumbel	1,9 kN/m <sup>2</sup>	0,11	2,0 kN/m <sup>2</sup>
		$S$	Sneeuw, plat dak (5-jaar maximum)*	Gumbel	0,37 kN/m <sup>2</sup>	0,40	0,56 kN/m <sup>2</sup>
		$\Delta T$	Temperatuurverschil (1 jaar maximum)*	Gumbel	30 K	0,20	-
Parkeren, Eindhoven	Vloer	$G_b$	Eigen gewicht	Normaal	(varieert)	0,05	(varieert)
		$G_o$	Permanent	Normaal	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,10	0,5 kN/m <sup>2</sup>
		$Q$	Veranderlijk (5-jaar max., benadering)	Gumbel	0	0	2,0 kN/m <sup>2</sup>
	Dakvloer	$G_b$	Eigen gewicht	Normaal	(varieert)	0,05	(varieert)
		$G_o$	Permanent	Normaal	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,10	0,5 kN/m <sup>2</sup>
		$Q$	Veranderlijk (5-jaar max., benadering)	Gumbel	0	0	2,0 kN/m <sup>2</sup>
		$S$	Sneeuw, plat dak (5-jaar maximum)*	Gumbel	0	0	0
		$\Delta T$	Temperatuurverschil (1 jaar maximum)*	Gumbel	30 K	0,10	-

\* De maxima van de sneeuwbelasting en het temperatuurverschil treden niet samen op.

\*\* De permanente belasting van 2,0 kN/m<sup>2</sup> is opgebouwd uit 1,0 kN/m<sup>2</sup> voor de vloerafwerking, 0,8 kN/m<sup>2</sup> voor niet-dragende scheidingswanden en 0,2 kN/m<sup>2</sup> voor plafond afwerking.



## 6.2 Vloerbelasting met spreiding in ruimte en tijd

In de [JCSS Probabilistic Model Code (2001)] wordt de veranderlijke vloerbelasting in kantoren gemodelleerd als de som van een langzaam wisselende quasi-permanent aanwezige belasting  $q$  en kortdurende pulsvormige belastingen  $p$ .

$$w = q + p \quad (6.1)$$

Het langzame deel van de kortdurende pulsvormige belastingen  $p$  wordt opgebouwd als de som van een constant deel  $m$ , een gebouwfafhankelijk deel  $V$  een sterk locatie-afhankelijk deel  $U$ :

$$p(x, y) = m + V + U(x, y) \quad (6.2)$$

Numerieke waarden van de eigenschappen van de verdelingsfuncties volgens de JCSS Probabilistic Model Code (2001) zijn gegeven in tabel 6.2.

Tabel 6.2: Numerieke waarden volgens de JCSS Probabilistic Model Code (2001).

	Sustained load ( $q$ ) (Gamma distribution)					Intermittent load ( $p$ ) (exponential distribution)		
	$A_0$ [m <sup>2</sup> ]	$m_q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$1/v$ [a], jaar	$m_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$1/v$ [a]	$d_p$ [d], dag
Office	10	0,5	0,30	0,6	5	0,2	0,3	1 – 3

In deze tabel is  $v$  de gemiddelde frequentie waarmee een nieuwe belasting optreedt. Het langzame deel van de kantoorbelasting verandert dus gemiddeld eens per 5 jaar; de snel wisselende belastingen treedt ruim 3 keer per jaar op en duurt 1 tot 3 dagen. In beginsel heeft de JCSS Probabilistic Model Code (2001) de belastingen gemodelleerd als Poisson-processen met random tijdsintervallen. In dit project nemen we gefixeerde tijdsperiodes, omdat uit tijdsafhankelijke Monte Carlo simulaties blijkt dat het voor referentieperiodes langer dan 5 jaar dat niet veel uit maakt. De ruimtelijke variatie wordt bepaald door de parameter  $A_0$  die direct samenhangt met de correlatieafstand  $\delta$

$$A_0 = \pi \delta^2 \quad (6.3)$$

Vrijwel alle literatuur wijst in de richting van een lagere waarde voor  $A_0$  dan 20 m<sup>2</sup> en gekozen is daarom voor  $A_0 = 10$  m<sup>2</sup>. De verwachting is dat deze waarde ook zal worden opgenomen in een nieuwe versie van de JCSS Probabilistic Model Code en in het nog te verschijnen Background Report van Eurocode EN 1990. Verder is een Gumbel- in plaats van een Gamma-verdeling aangehouden in dit Background Report van EN 1990. De maximum kantoorbelasting in 5 jaar wordt gegeven door:

$$W_{\max 5} = q + \max(p_1, p_2, \dots, p_n) \quad (6.4)$$

Met  $n$  in de orde van 17. Voor het maximum van  $p$  in 5 jaar geldt daarmee voor het gemiddelde en de standaarddeviatie:

$$m_{p5} = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{p5} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

Voor de aanhoudende belasting  $q$  geldt bij een relevant belast oppervlak  $A = 7 \cdot 7 \approx 50$  m<sup>2</sup> (dit is voor veel breedplaatvloeren een redelijke keuze voor het invloedsoppervlak)  $A_0 = 10$  m<sup>2</sup> en  $\kappa = 2$  ( $\kappa$  is afhankelijk van de vorm van de invloedslijn of het invloedsvlak,  $\kappa = 2$  is passend voor puntvormig ondersteunde vloeren):

$$\frac{A_0}{A} \kappa = 0,4$$

De standaardafwijking van  $q$  komt daarmee op:

$$s_q = \sqrt{\sigma_v^2 + 0,4\sigma_u^2} = \sqrt{0,3^2 + 0,4 \cdot 0,6^2} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

De totale veranderlijke vloerbelasting wordt gemodelleerd via gemiddelde en variatiecoëfficiënt:

$$m_Q = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

$$V_Q = 0,48$$

### 6.3 Parkeervloerbelasting

Hier wordt de volgende schatting toegepast voor de verdeelde belasting: op ca 50m<sup>2</sup> is plaats voor 5 auto's met elk een gemiddeld gewicht van 15 kN met een variatiecoëfficiënt  $V = 0,3$ . Stel dat eens per maand alle parkeerplaatsen en de tussenruimtes voor rijdend verkeer in het beschouwde vak van 50m<sup>2</sup> bezet zijn. Dit levert een gemiddelde maximale maandbelasting van 1,5 kN/m<sup>2</sup> en (bij onafhankelijkheid) een variatiecoëfficiënt van  $0,3 / \sqrt{5} = 0,13$ . Bij 12 onafhankelijke maandwisselingen per jaar komen we dan uitgaande van een Gumbel verdeling op een jaargemiddelde van 1,9 kN/m<sup>2</sup> en  $V = 0,11$ .

### 6.4 Dakvloerbelasting

Voor de gevallen 1 t/m 11 wordt in het ontwerp van een dakvloer een permanente belasting van 1,0 kN/m<sup>2</sup> aangehouden (zie tabel 6.1).

Voor de variabele opgelegde belasting geldt een karakteristieke waarde van  $Q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$  met een oppervlakte van 10 m<sup>2</sup> (NEN-EN 1991-1-1, tabel NB.4 – 6.10). Onder de aanname van een ingeklemde ligger, kan een equivalente belasting over de gehele lengte worden uitgerekend. Er is aangenomen dat de belasting over een vierkant verdeeld is met zijden  $l = \sqrt{10} \approx 3,16 \text{ m}$ . Dit vierkant is geplaatst daar waar het moment het grootste is (midden op  $x = 5/8L$ ). De gemiddelde waarde van de veranderlijke opgelegde belasting is bepaald naar ratio van de karakteristieke belasting en gemiddelde van het 5-jaars maximum zoals eerder aangehouden (ongeveer 1/4, zie tabel 6.1). De variatiecoëfficiënt is hetzelfde als voor de normale vloer ( $V_Q = 0,48$ ). De resulterende waarden per overspanningslengte zijn gegeven in tabel 6.3.

Tabel 6.3: Equivalente gelijkmatig verdeelde opgelegde belasting voor verschillende overspanningslengten.

Overspanning ( $L$ ) [m]	Karakteristieke belasting ( $Q_k$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	Gemiddelde waarde 5-jaar maximum ( $m_Q$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
5,4	0,89	0,22
7,2	0,76	0,19
10	0,61	0,15

Volgens NEN-EN 1991-1-3 geldt voor de karakteristieke sneeuwbelasting  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$  op de grond. Voor de vormcoëfficiënt wordt de minimale waarde van  $\mu = 0,8$  aangehouden. De blootstellingscoëfficiënt is  $C_e = 1$ , en de warmtecoëfficiënt is  $C_t = 1$ .

De karakteristieke sneeuwbelasting op het dak wordt hiermee  $S_k = \mu C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$ . De verdeling van de sneeuwbelasting is zo gekozen dat het 0,98 fractiel (kans van 1/50 per jaar) voor een referentieperiode van 1 jaar overeenkomt met de karakteristieke waarde ( $S_k = 0,56 \text{ kN/m}^2$ ) en de variatie-coëfficiënt overeenkomt met de waarde 0,8. Sneeuwophoping wordt vanwege het lokale karakter ervan niet nader beschouwd in de uitgevoerde analyse. Aanbevolen wordt daken waar in het ontwerpstadium dergelijke ontwerpscenario's als relevant zijn beoordeeld en meegenomen op dit punt bijzondere aandacht te geven. Dit kan een extra berekening zijn, een versterking of maatregelen ter voorkoming van sneeuwophoping.

Omdat de karakteristieke waarde van de opgelegde belasting hoger is dan de karakteristieke waarde van de sneeuwbelasting wordt in het ontwerp met deze waarde gerekend ( $Q_k = 0,61 - 0,89 \text{ kN/m}^2$ , zie tabel 6.3). In het probabilistische model wordt de belasting volgend uit sneeuw (winter) en een temperatuurverschil (zomer) niet bij elkaar opgeteld, maar afzonderlijk verwerkt. In het geval van de geïsoleerde dakvloeren, waarbij het temperatuurverschil gebruikt wordt om de krimp te modelleren, wordt de sneeuwbelasting hier wel bij opgeteld. Zie ook paragraaf 6.5.3 voor een nadere beschrijving van de belasting door temperatuur en krimp. De sneeuwbelasting of de opgelegde vervorming door krimp worden bij de variabele gebruiksbelasting opgeteld.

In de berekening wordt de sneeuwbelasting op nul gezet in de eerste 10 jaar van de analyses. De eigen bewezen sterkte of uit andere dakvloeren van hetzelfde type wordt derhalve niet meegerekend omdat het niet zeker is dat er afgelopen jaren voldoende daken bloot hebben gestaan aan sneeuwbelasting. In de periode 10-25 jaar wordt de sneeuwbelasting wel meegerekend.

## 6.5 Belastingen ten gevolge van verhindering opgelegde vervormingen

### 6.5.1 Inleiding

Bij het beschouwen van de weerstand van gewapende betonconstructies wordt in het algemeen geen rekening gehouden met de effecten van verhindering van opgelegde vervormingen ten gevolge van temperatuur, krimp en/of steunpuntszettingen. De reden hiervoor is dat gewapende betonconstructies zo worden ontworpen dat ze voldoende vervormingscapaciteit bezitten om deze effecten te weerstaan zonder dat de momentensomweerstand afneemt.

Uit het experimentele onderzoek (zie hoofdstuk 4) blijkt dat de vervormingscapaciteit van de breedplaatvloeren ter plaatse van de naad tussen twee breedplaten kleiner is dan die van een reguliere gewapende betonplaat. Dit leidt ertoe dat bij de beschouwing van de weerstand van deze vloeren de effecten van verhindering van opgelegde vervormingen niet verwaarloosd mogen worden. Daarom worden deze expliciet gemodelleerd en meegenomen in het onderhavige onderzoek.

Bij het beoordelen van de verhindering van opgelegde vervormingen zijn er twee type verhinderingen die beschouwd moeten worden: de verhindering van axiale vervormingen en de verhindering van een opgelegde kromming. Bij verhindering van axiale vervorming wordt het verkorten van de vloer, dat bijvoorbeeld kan optreden als de vloer afkoelt, belemmerd. Indien er sprake is van stijve wanden ontstaat deze belemmering en als gevolg daarvan trekspanningen in de vloeren. Bij de hier beschouwde randvelden zijn deze wanden in het algemeen niet aanwezig.

Als het randveld op een wand is opgelegd, wordt de betreffende wand bij een verkorting van de vloer in de richting loodrecht op zijn vlak, in zijn zwakke richting belast. De effecten van deze belemmeringen zijn voor randvelden niet significant. Anders kan dit zijn voor vloervelden die zich tussen twee stabiliteitswanden bevinden en als middenveld beschouwd kunnen worden. Dat type wanden levert een grote weerstand tegen horizontale verplaatsingen zodat in de betreffende vloervelden grotere axiale krachten aanwezig kunnen zijn.

De verhindering van opgelegde krommingen is bij een randveld wel relevant. In het algemeen maken randvelden onderdeel uit van een statisch onbepaalde constructie waarbij vervormingen door over de gehele vloer opgelegde krommingen worden verhinderd door de steunpunten. Voorbeelden van opgelegde krommingen zijn bijvoorbeeld een temperatuurgradiënt die optreedt bij niet-geïsoleerde dakvloeren of een krimpgradiënt die optreedt bij dakvloeren waar aan de bovenzijde geen uitdroging kan plaatsvinden ten gevolge van de aanwezige dakbedekking. De effecten van deze twee opgelegde vervormingen worden hierna beschouwd.

### 6.5.2 *Opgelegde vervormingen ten gevolge van een temperatuurgradiënt*

Bij dakvloeren zonder dakbedekking (en zonder isolatie) zoals deze bij parkeergarages kunnen voorkomen, is er sprake van onbelemmerde zoninstraling hetgeen leidt tot een temperatuurgradiënt over de dikte van de vloer.

Uitgaande van een aan een zijde volledig ingeklemde en aan de andere zijde vrij opgelegde ligger is het moment bij de inklemming  $M_{\text{temp}}$  ten gevolge van een (effectief) temperatuurverschil  $\Delta T$  tussen boven- en onderkant van de betonplaat gelijk aan de volgende waarde gegeven door Welleman (2010):

$$M_{\text{temp}} = \frac{3\alpha\Delta TEI}{2h} \quad (6.5)$$

Met  $\alpha$  de coëfficiënt voor thermische uitzetting,  $\Delta T$  het temperatuurverschil tussen onderkant en bovenkant vloerveld,  $EI$  de buigstijfheid en  $h$  de totale hoogte breedplaatvloer. De formule geldt zolang de ligger elastisch is; in het plastische stadium wordt de invloed van de oplegde temperatuurgradiënt minder.

In het geval de vloer aan de bovenzijde warmer is dan aan de onderzijde, betreft  $M_{\text{temp}}$  bij het steunpunt een positief moment met trek aan de onderzijde en druk aan de bovenzijde.

De gegevens van de stochastische parameters zijn weergegeven in tabel 6.4.

Tabel 6.4: Overzicht stochasten betreffende de temperatuurbelasting.

Var.	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde waarde	Variatie-coëfficiënt
$\alpha$	Coëfficiënt voor thermische uitzetting <sup>5</sup>	Normaal	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$	0,10
$\Delta T$	Temperatuurverschil voor aan zon blootgestelde elementen, jaarmaxima, onafhankelijk	Gumbel	30 K	0,20
$\Delta T$	Temperatuurverschil parkeerdak Eindhoven Airport, geschatte aldaar opgetreden waarde	Gumbel	30 K	0,10
$EI$	Buigstijfheid	Normaal	nominaal	0,15

<sup>5</sup> In de VB 1974/1984 werd hiervoor  $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  voorgeschreven.

Volgens NEN-EN 1991-1-5 moet voor gebouwen (tabel 5.2) voor naar de zon gekeerde vlakken worden uitgegaan van  $\Delta T = 18$  tot  $42$  K afhankelijk van de kleur van het oppervlak; dit leidt tot de keuze in bovenstaande tabel. Voor bruggen worden overigens lagere waarden aangehouden, maar daar is meestal een asfaltlaag aanwezig die een groot deel van het temperatuurverschil opneemt.

De grootste spreiding is het gevolg van verschillen tussen materialen en afwerking van constructies en niet de weersomstandigheden. Vrijwel elke zomer kent wel een aantal hete vrijwel wolkeloze dagen met veel zonnestraling. Voor dikke platen is er vermoedelijk nog sprake van enig cumulatief effect, omdat de nacht niet de overdag opgebouwde temperatuurverschillen kan wegwerken. We laten dit echter buiten beschouwing.

Voor de parkeergarage van Eindhoven Airport geldt in het elastische stadium en gemiddeld (zie bijlage C4.2 voor de afleiding van  $\Delta T = 30$  K):

$$M_{\text{temp}} = \frac{3\alpha\Delta TEI}{2h} = \frac{3 \cdot (8 \cdot 10^{-6}) \cdot 30 \cdot (1,1 \cdot 10^5)}{2 \cdot 0,4} = 99 \text{ kNm/m}$$

en, uitgaande van een maximaal veldmoment op  $3/8$  maal de overspanning vanaf het eindsteunpunt:

$$M_{\text{veld}} = 0,37M_{\text{temp}} = 36 \text{ kNm/m}$$

### 6.5.3 *Opgelegde vervorming ten gevolge van een krimpgradiënt*

Bij geïsoleerde dakvloeren van gebouwen wordt uitdroging van de betonplaat aan de bovenzijde verhinderd. Ten gevolge hiervan ontstaat een krimpgradiënt waarbij de onderzijde van de vloer sneller en meer verkort dan de bovenzijde. Ten gevolge hiervan wil de vloer opbollen. Bij doorgaande vloerplaten wordt deze opbolling verhinderd en zal de krimpgradiënt tot inwendige krachten leiden.

De uitdroging en bijbehorende vervormingen van een dakvloer is vergelijkbaar met die van een vloer op zand. De grootte van de krimpgradiënt wordt daarom ontleend aan CUR-Aanbeveling 36, CUR (2011). In 6.4 van de Aanbeveling worden twee soorten vervormingen beschreven: een axiale verkorting, waarbij de krimpverkorting over de gehele hoogte gelijk is aan  $\epsilon_{cs}$  en een gradiënt waarbij de krimpverkorting aan de meest droge zijde gelijk is aan  $0,9 \epsilon_{cs}$  en aan de minder droge zijde gelijk is aan  $0,6 \epsilon_{cs}$ . De grootte van  $\epsilon_{cs}$  moet hierbij zijn bepaald volgens 3.1.4 van NEN-EN 1992-1-1, uitgaande van een fictieve dikte van de dwarsdoorsnede  $h_0$  gelijk aan tweemaal de daadwerkelijke vloerdikte.

In CUR (2011) is aanvullend vermeld dat bij de bepaling van de inwendige krachten die door de verhindering van de krimpvervorming ontstaan, rekening mag zijn gehouden met kruipeffecten. Conform 5.7 van de Aanbeveling mogen de inwendige krachten, bepaald op basis van het korte-duurgedrag, verminderd worden door deze te vermenigvuldigen met een coëfficiënt  $k_{\phi}$  waarvoor geldt:

$$k_{\phi} = \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi} \tag{6.6}$$

waarin  $\phi$  de kruipcoëfficiënt volgens 3.1.4 van NEN-EN 1992-1-1 is.

Voor de beschouwing van dit aspect bij de beoordeling van bestaande breedplaatvloeren wordt voornamelijk aangenomen dat alleen de kromming van de vloeren ten gevolge van de doorgaande vloeren wordt verhinderd en dat de axiale verkorting niet verhinderd is.

De grootte van de krimpverkorting is beschreven in (6) van 3.1.4 van NEN-EN 1992-1-1. De totale krimp  $\varepsilon_{cs}$  wordt veroorzaakt door uitdrogingskrimp en autogene krimp. De autogene krimp treedt vooral op tijdens en kort na het verhardingsproces en heeft slechts een zeer beperkte invloed op de totale krimp die na enkele jaren is opgetreden.

De grootte van de krimp is afhankelijk van het tijdstip dat de uitdrogingskrimp begint ( $t_s$ ), de fictieve dikte van de dwarsdoorsnede ( $h_0$ ), de druksterkte van het beton ( $f_{ck}$ ) en de relatieve vochtigheid van de omgeving (RV). Uitgaande van  $t_s = 28$  dagen,  $f_{ck} = 30$  MPa en een relatieve vochtigheid van 60% is de totale krimp  $\varepsilon_{cs}$  volgens 3.1.4 van NEN-EN 1992-1-1 gelijk aan 2,8‰.

Uitgaande van deze variabelen kan ook de kruipcoëfficiënt  $\varphi$  worden bepaald. Deze is, uitgaande van figuur 3.1 van NEN-EN 1992-1-1 gelijk aan 1,8.

In het onderhavige project wordt rekening gehouden met korte duur temperatuur-effecten, zie paragraaf 6.4. Om het effect van de krimpgradiënt in de hiervoor opgestelde analyse toegankelijk te maken, wordt hierna het lange-duur krimp-effect omgewerkt tot een korte-duur temperatuurgradiënt.

Hierna is deze conversie, uitgaande van de hiervoor bepaalde waarden van  $\varepsilon_{cs}$  en  $\varphi$ , uitgevoerd:

$$\Delta\varepsilon_{cs} = (0,9 - 0,6) \varepsilon_{cs} = (0,9 - 0,6) 2,8\text{‰} = 0,84\text{‰} \quad (6.7)$$

Om de krachten, uitgaande van de korte-duur-eigenschappen te bepalen, kan deze gradiënt worden verkleind ten gevolge van kruipeffecten.

$$\Delta\varepsilon_{cs,0} = \Delta\varepsilon_{cs} \frac{1-e^{-\varphi}}{\varphi} = 0,84\text{‰} \frac{1-e^{-1,8}}{1,8} = 0,40\text{‰} \quad (6.8)$$

Als de verlenging in de gradiënt wordt gedeeld door de thermische uitzettingscoëfficiënt  $\alpha$  wordt een equivalente temperatuurgradiënt gevonden die in het model kan worden beschouwd om effecten van een verhinderde krimpgradiënt in rekening te brengen.

$$\Delta T_{\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon_{cs,0}}{\alpha} = \frac{0,40 \cdot 10^{-3}}{1,20 \cdot 10^{-6}} = 33,3\text{K} \quad (6.9)$$

Vanwege onzekerheden wordt een variatiecoëfficiënt van  $V = 0,10$  aangehouden. Deze belasting is verondersteld in de eerste 10 jaar aanwezig te zijn en daarna niet meer als gevolg van kruip van het beton.

## 6.6 Brand

### 6.6.1 Eisen volgend uit het Bouwbesluit

Binnen in gebouwen zullen betonvloeren vaak deel uit maken van een brand-compartimentscheiding. In dat kader zijn ze zodoende ook een onderdeel van de constructie die moet waarborgen dat constructie-onderdelen die zich buiten het brandcompartiment bevinden tijdens een brand in een brandcompartiment niet bezwijken. Of te wel de betonvloeren maken dan deel uit van de zogenaamde hoofd-draagconstructie bij brand. In het Bouwbesluit zijn in artikel 2.13 t/m 2.15 eisen geformuleerd waaraan deze vloeren in bestaande constructies moeten voldoen. Deze eisen zijn gerelateerd aan de hoogte waarop de hoogste vloer van een verblijfsgebied in het gebouw zich bevindt en de functie van het betreffende gebouw.

Aannemende dat de beschouwde breedplaatvloeren in het algemeen zijn gebruikt in kantoorgebouwen, onderwijsgebouwen en gebouwen met een gezondheidszorgfunctie met bedgebied of een ander zorgfunctie, kunnen de eisen als volgt worden samengevat.

Voor gebouwen met een zorgfunctie met bedgebied geldt volgens 2.14 lid 4:

Als deze vloer gelegen is tussen 5 en 13 meter hoogte t.o.v. het meetniveau dan moet de tijdsduur waarna bezwijken optreedt ten minste 30 minuten zijn. Ligt de hoogste vloer boven 13 meter hoogte, dan dient bezwijken niet eerder optreden dan na ten minste 60 minuten.

Voor gebouwen met de overige hierboven genoemde functies geldt volgens 2.14 lid 3:

Ligt de hoogste vloer boven 5 meter hoogte t.o.v. het meetniveau dan moet de tijdsduur waarna (rekenkundig) bezwijken optreedt ten minste 30 minuten zijn.

De tijdsduur waarna bezwijken kan optreden, moet volgens art. 2.15 van het Bouwbesluit voor bestaande bouw zijn bepaald volgens NEN 6069 uitgaande van de buitengewone belastingcombinaties die volgens NEN 8700 kunnen optreden bij brand. NEN 6069 is een beproevingsnorm waarvan de toepassing op een willekeurige constructie zeer lastig is. Als alternatief kan hiervoor via NEN 8700 worden terugverwezen naar NEN-EN 1992-1-2 (Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-2: Algemene regels – Ontwerp en berekening van constructies bij brand). Op dit punt wordt in het nieuwe BBL (Besluit bouwwerken leefomgeving) reeds geanticipeerd door twee mogelijke bepalingmethoden te beschrijven, namelijk via NEN 6069 en via NEN 8700. Hierna wordt nader ingegaan op de beoordeling via NEN-EN 1992-1-2.

### 6.6.2 *Belastingeffecten bij brand*

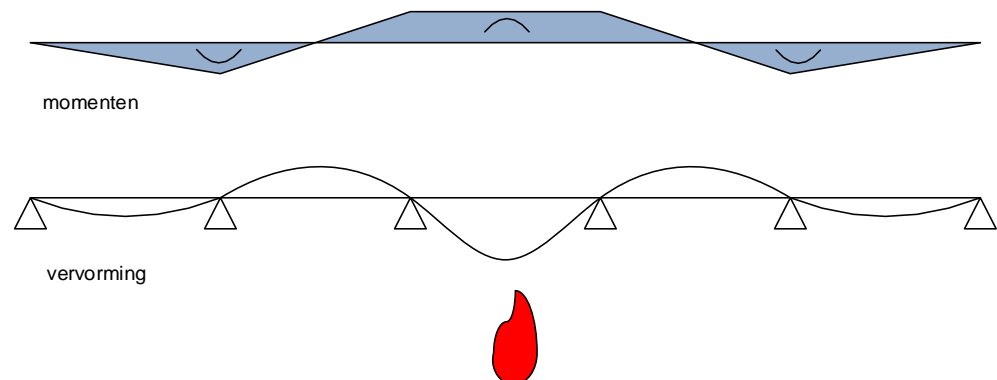
Om te zorgen dat de vloerconstructie in een brandsituatie gedurende een voldoende lange tijd de op de vloer werkzame effecten en belastingen kan weerstaan, moet deze aan een aantal voorwaarden voldoen. In NEN-EN 1992-1-2 wordt hierbij onderscheid gemaakt tussen twee te vervullen functies en drie criteria: een scheidende functie (met de criteria integriteit - criterium E en thermische isolatie – criterium I) en een dragende functie (met de criteria mechanische weerstand - criterium R). Hierna zal voornamelijk op de mechanische weerstand onder brandomstandigheden worden ingegaan. Hierbij wordt aangenomen dat zolang de mechanische weerstand voldoende is, ook de scheidende functie vervuld is.

In artikel 4.3.1 (2)P van NEN-EN 1992-1-2 is volgende gegeven:

4.3.1 (2)P Elke potentiële bezwijkvorm die niet wordt meegenomen in de geavanceerde berekeningsmethode, zoals bijvoorbeeld onvoldoende rotatiecapaciteit, moet zijn uitgesloten door het nemen van geschikte maatregelen.

Bij een belasting door brand zullen de inwendige krachten in de constructie wijzigen als gevolg van verhindering van de vervormingen die de constructie door niet gelijkmatige temperatuurstijgingen wil ondergaan. Voor de vloer direct boven de brand zal dit in eerste instantie tot een toename van de negatieve momenten leiden, voor de vloer onder de brand, die weliswaar minder verhit wordt, zal dit tot een toename van de positieve momenten leiden. Bij een lokale brand kunnen ook

in de vloer boven de brand, niet direct boven de brandhaard, extra positieve momenten ontstaan, zie figuur 6.1.



Figuur 6.1: Vervormingen en momenten in een doorgaande vloer bij een lokale brand.

Behalve de in figuur 6.1 beschreven belastingeffecten kunnen door uitzetting van de vloeren ook axiale krachten in de nabijgelegen veldvelden ontstaan.

Vaak wordt er bij het toetsen van de inwendige krachten in een betonconstructies in het geval van brand uitgegaan van de aanwezigheid van voldoende vervormingscapaciteit zodat per veldvolstaan kan worden met het toetsen van het effect van de momentensom, uitgaande van plastische verdeling van de inwendige krachten.

Bij het beoordelen van het kritische detail in een breedplaatvloer die onderdeel uitmaakt van een hoofddraagconstructie bij brand, zijn twee aspecten van belang:

- De vervormingscapaciteit van het detail bij de naad.  
Afhankelijk van de effectieve lengte van de koppelwapening is er bij het kritische detail sprake van een beperking van de vervormingscapaciteit van de vloer als deze vergeleken wordt met de vervormingscapaciteit van een doorsnede die bezwijkt na het vloeien van de wapening.
- De weerstand van de doorsnede in brandomstandigheden.  
Onbekend is hoe de weerstand van de naad in geval van brand bij de verschillende grootten van de effectieve lengte van de koppelstaven (zie hoofdstuk 2) zich verhoudt tot de weerstand bepaald bij kamertemperaturen en tot de weerstand uitgaande van het bij het ontwerp aangenomen vloeigedrag van de wapening.

### 6.6.3 Aanpak bij beoordeling bestaande breedplaatvloeren onder brand

Aangezien onder brandomstandigheden het gedrag van de breedplaatvloeren niet bekend is, wordt voorgesteld het veiligheidsniveau van de bewoners voor brand te toetsen door middel van een koppeling met de betrouwbaarheidseisen voor afkeur uit NEN 8700. Zodoende wordt voor brand direct getoetst aan het criterium voor het Individueel Risico voor constructieve veiligheid,  $IR=10^{-5}$  zoals dat is opgenomen als basis van de NEN 8700. Daar waar er kennisleemtes zijn met betrekking tot het constructief gedrag onder brandomstandigheden wordt getracht dit met conservatief gekozen waardes te ondervangen.

Het Individueel Risico wordt als volgt berekend:

$$IR = P(\text{brand}) \cdot P(\text{instorten} \mid \text{brand}) \cdot P(\text{overlijden} \mid \text{instorten}) \quad (6.10)$$



Voor de kans  $P(\text{overlijden} \mid \text{instorten})$  wordt aangesloten bij de NEN 8700 zodat voor de kans op instorten  $P(\text{instorten}) = P(\text{brand}) \cdot P(\text{instorten} \mid \text{brand})$  een kans van  $\Phi(-2,5)$  wordt gevonden bij de afkeurwaarde  $\beta = 2,5$  met een referentieperiode van 15 jaar voor CC2 constructies.

Er geldt dus:

$$\begin{aligned} P(\text{instorten}) &= P(\text{brand}) \cdot P(\text{instorten} \mid \text{brand}) \leq \Phi(-2,5) \\ &= 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ in 15 jaar} \end{aligned} \quad (6.11)$$

De kans op het ontstaan van een brand in kantoorgebouwen, onderwijsgebouwen en gebouwen met een zorgfunctie ligt de kans op brand tussen de  $1 \cdot 10^{-6}$  en  $5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{jaar}^{-1}$  (JCSS Probabilistic Modelcode, Fire, 2001). Om de kans per jaar uit te rekenen moet deze waarde met het gebruiksoppervlak worden vermenigvuldigd. Het Bouwbesluit vereist voor nieuwbouw al jarenlang een maximale grootte van het brandcompartiment gelijk aan  $1000 \text{ m}^2$  en deze waarde wordt hier dan ook aangehouden. Ervan uitgaande dat een brand zich uitbreidt tot een brandcompartiment en daarmee een breedplaatvloer belast, ligt de kans op brand tussen de  $1 \cdot 10^{-3}$  en  $5 \cdot 10^{-3} \text{ jaar}^{-1}$ . Een breedplaatvloer wordt pas bedreigd door een brand nadat een flashover in het brandcompartiment heeft plaatsgevonden. De kans daarop is 0,1 voor de situatie dat er geen aanvullende maatregelen zijn genomen zoals sprinklers en dat de brand voldoende snel wordt geblust door de brandweer (JCSS Probabilistic Modelcode, Fire, 2001). De kans op flashover ligt daarmee tussen de  $0,1 \cdot 10^{-3}$  en  $0,5 \cdot 10^{-3} \text{ jaar}^{-1}$ . Uitgaande van een referentieperiode van 15 jaar ligt de kans op een flashover tussen de  $1,5 \cdot 10^{-3}$  en  $7,5 \cdot 10^{-3}$  per 15 jaar.

Uitgaande van deze uiterste kansen volgt dan:

$$\begin{aligned} 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot P(\text{instorten} \mid \text{brand}) &< 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ en} \\ 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot P(\text{instorten} \mid \text{brand}) &< 6,2 \cdot 10^{-3} \end{aligned} \quad (6.12)$$

Waarmee  $P(\text{instorten} \mid \text{brand})$  ligt tussen de 1,0 en 0,8.

Dit betekent dat de faalkans onder brand maximaal gelijk mag zijn aan 80% om te voldoen aan de CC2 afkeurgrens. Gegeven het feit dat gebruikte data gebaseerd is op branddata die rond de jaren 1990 zijn verzameld in verschillende Europese landen en de kans op brand in de afgelopen decennia afgenomen is en dat de kans op het ook daadwerkelijk instorten onder brand veel kleiner is, kan gesteld worden dat de kans op instorten onder brand voldoende klein is. Deze conclusie kan getrokken worden ondanks dat op dit moment nog weinig bekend is over de wijze waarop het kritische detail onder brandomstandigheden zich zal gedragen.

De betrouwbaarheid van de constructie onder brand wordt daarmee van dezelfde orde van grootte als die onder andere belastingen. Hiermee wordt verondersteld voldaan te worden aan de eis vanuit het Bouwbesluit.

Echter onder brandomstandigheden lijkt het voor de hand te liggen dat -ondanks de vanuit de betrouwbaarheidseisen acceptabele kleine kans op brand- er zoveel mogelijk mensenlevens gered worden. Er dient dan ook extra aandacht te zijn voor CC2 gebouwen waarin zich minder- of niet zelfredzame personen bevinden. Hierin zijn extra maatregelen op zijn plaats om de kans op brand te verkleinen zoals het aanbrengen van sprinklerinstallaties dan wel maatregelen om de brandwerendheid van de vloeren te verbeteren. Ook kan gedacht worden aan extra controles van de brandweer op de conditie van elektrische en gasgestookte installaties.

Ook dient er aandacht te zijn voor de brandweertaken die mogelijk het gebouw gaan betreden. Bij gebouwen waarin breedplaatvloeren voorkomen waarin de

naden zorgen voor primaire krachtsoverdracht en er sprake is van koppelwapening die stopt vóór of onder de tralieligger (detail III) is er sprake van bros bezwijken. Dit betekent dat deze vloeren zonder duidelijke voorwaarschuwing kunnen bezwijken. Ook kunnen vloeren zonder duidelijke voorwaarschuwing bezwijken bij gebouwdelen die zelf niet direct in brand staan. Dit gebeurt als zij niet door een dilatatievoeg van het in brand staande gebouwdeel zijn gescheiden en derhalve de thermische uitzetting van het brandende deel moeten volgen. In de gemeenten waar in gebouwen breedplaatvloeren voorkomen waarin de naden zorgen voor primaire krachtsoverdracht en waarin detail III voorkomt, dient de brandweer derhalve op te hoogte gesteld te worden dat deze gebouwen zich bij brand niet zullen gedragen zoals bij andere gebouwen met gewapend betonvloeren verwacht mag worden.

Met betrekking tot de detailleringen I en II kan in dit verband het volgende gezegd worden. De voeg tussen de twee breedplaten is daar gewapend en het temperatuursverloop ter plaatse van de voeg tussen twee breedplaten in het geval van brand zal de momentcapaciteit van de voeg bepalen. Belangrijk is vooral te kijken naar de temperatuurontwikkeling in de koppelwapening. Dit omdat de sterkte van het betonstaal af begint te nemen bij een temperatuur van 350 °C; als het betonstaal 700 °C is, heeft het staal nog 10% van de initiële treksterkte over. Daarbij is het verder zo dat een lagere soortelijke warmte van staal ervoor zorgt dat het betonstaal sneller opwarmt dan het beton. Onderzoek aan de TU Eindhoven [TUE 2021–2 ] heeft laten zien dat de temperatuurontwikkeling in breedplaatwapening maatgevend is ten opzichte van die in de koppelwapening. De reden is de volgende. Voor de convectie in de voeg is de luchtsnelheid in de voeg belangrijk. Door de aanwezigheid van brand en de hierdoor grote temperatuurverschillen onder de vloer zijn de luchtsnelheid en de wervelingen van de lucht onder de vloer hoog. Vanwege de beperkte ruimte in de voeg is de turbulentie-intensiteit in de voeg klein, waardoor de convectieve warmteoverdracht in de voeg wordt geremd. Dit leidt ertoe dat de temperatuur van het beton boven in de voeg lager blijft dan de temperatuur onder in de breedplaat.

De aanwezigheid van koppelwapening direct boven de voeg in het kritische detail bij de detailleringen I en II is vooralsnog daarom beperkt reden tot extra zorg bij brand ten opzichte van andere typen betonconstructies<sup>6</sup>.

---

<sup>6</sup> Er wordt opgemerkt dat met betrekking tot het gedrag onder brand op het moment van uitbrengen van dit rapport de kennisbasis beperkt is. Dit maakt dat onder experts, waaronder die in het expertpanel, nog verschillende meningen aanwezig zijn met betrekking tot het gedrag onder brand van breedplaatvloeren en het hierin meewegen van de aanwezige onzekerheden door de beperkte kennisbasis. Er zijn met name zorgen over extra spanningen die bij brand kunnen optreden en dus een ongunstig effect op de krachtsverdeling kunnen hebben: de vraag is of daarvoor wel voldoende deformatiecapaciteit aanwezig is bij de detailleringen I en II; dit zou kunnen leiden tot een advies aan de brandweer tot alleen betreden als daar vanuit de hulpverlening een dringende reden voor is. Dit is een risicoafweging die niet in generieke zin kan worden gegeven zonder nader onderzoek.

## 7 Betrouwbaarheidsanalyse voor een maatgevend randveld

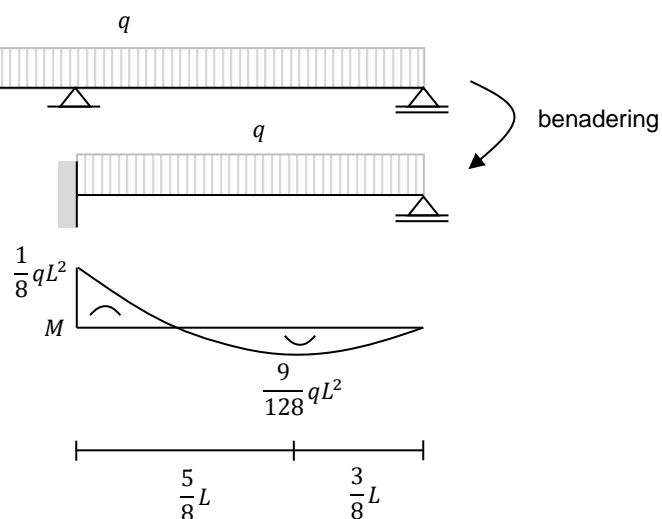
In het geval de vloer doorloopt over meerdere velden, dan kan er bij een tussenoplegging (kolom of dragende wand) een steunpuntsmoment ontstaan. Er wordt in dit hoofdstuk een randveld beschouwd (deze wordt als maatgevend beschouwd, zie paragraaf 0), waarbij er een doorsnede wordt gemaakt zodat er een schematisering tot doorgaande ligger ontstaat.

### 7.1 Grenstoestandsfunctie

Er wordt een doorgaande ligger beschouwd met twee kritische doorsneden: nabij het midden van de overspanning van het randveld (voor het maximale veldmoment) en bij de tussenoplegging (voor het steunpuntsmoment). Er is aangenomen dat de kritische doorsnede (voeg tussen 2 breedplaten) is aangebracht ter plaatse van het maximale veldmoment. Daar de momentenlijn daar redelijk vlak verloopt is dit een goede aanname. In het model wordt ook de mogelijkheid tot herverdeling meegenomen wanneer in één van de twee kritische doorsneden de weerstand wordt bereikt en onvoldoende vervormingscapaciteit beschikbaar is.

#### 7.1.1 Elastische krachtsverdeling

Bij een toenemende belasting reageert de ligger in eerste instantie lineair-elastisch (figuur 7.1). In het lineair-elastische geval kan het randveld verder worden versimpeld door aan te nemen dat de rotatie ter plaatse van het steunpunt nul is.



Figuur 7.1: Elastische analyse van de doorgaande ligger.

De locatie van het plastische scharnier in het veld is bepaald als de locatie waar het maximale moment in elastische toestand plaatsvindt. Er is aangenomen dat juist op deze locatie zich ook een voeg tussen de breedplaten bevindt (of vlakbij).

De mechanische schematisatie van de ligger wordt beschreven met de Euler-Bernoulli differentiaalvergelijking  $EIw''''(x) = q$  waarin  $w(x)$  de verplaatsing is,  $\varphi(x) = -w'(x)$  de rotatie,  $\kappa(x) = \varphi'(x)$  de kromming,  $M(x) = EI\kappa(x)$  het moment

en  $V(x) = M'(x)$  de dwarskracht. Uit de randvoorwaarden  $w(0) = 0$ ,  $\varphi(0) = 0$  bij de inklemming en  $w(L) = 0$ ,  $M(L) = 0$  bij de eindoplegging volgt de locatie met maximale moment bij  $M'(x) = 0$  als  $x = 5/8L$  en heeft als waarde  $M(5/8L) = 9/128qL^2$ . Links bij de inklemming geldt  $M(0) = -1/8qL^2$ . In de gevoeligheidsstudie beschreven in paragraaf 9.7 is dit moment nog aangepast naar  $1/10 qL^2$ ; dit betekent minder herverdeling naar het steunpunt.

De grenstoestandsfuncties voor het veldmoment en het (absolute) steunpuntsmoment respectievelijk zijn als volgt:

$$Z_1 = \theta_R M_{Rv} - \theta_E M_{Ev} = \theta_R M_{Rv} - \theta_E \frac{9}{128} qL^2 \quad (7.1a)$$

$$Z_2 = \theta_R M_{Rs} - \theta_E M_{Es} = \theta_R M_{Rs} - \theta_E \frac{1}{8} qL^2 \quad (7.1b)$$

met een verdeelde belasting  $q = G_b + G_o + C_{0Q}Q + C_{0S}S$  waarin:

- $\theta_R$  is de modelonzekerheid van de weerstand;
- $M_R$  is de momentweerstand;
- $\theta_E$  is de modelonzekerheid van het belastingeffect;
- $G_b$  is het eigengewicht van de constructie;
- $G_o$  is de opgelegde permanente belasting;
- $C_{0Q}$  is de tijdsafhankelijke variatie van de variabele opgelegde belasting;
- $Q$  is de variabele belasting;
- $C_{0S}$  is de tijdsafhankelijke variatie van de sneeuwbelasting;
- $S$  is de sneeuwbelasting; en
- $L$  is de overspanningslengte.

Het probabilistische model is opgesteld in overeenstemming met *fib* Bulletin 80 (2016). Hierin wordt de variatie in de belasting in een tijdsafhankelijk ( $Q$ ) en tijdsafhankelijk deel ( $C_{0Q}$ ) gesplitst, omdat een deel van de (statistische) onzekerheid niet schaal met de beschouwde tijdsperiode. Merk op dat de indices bij  $Z$  in dit hoofdstuk niet overeenkomen met die in de hoofdstukken 2-4.

Indien één van de twee grenstoestandsfuncties kleiner is dan nul en er geen vervormingscapaciteit beschikbaar is om herverdeling mogelijk te maken, dan treedt er falen van de vloer op:

$$Z = \min(Z_1, Z_2) \quad (7.2)$$

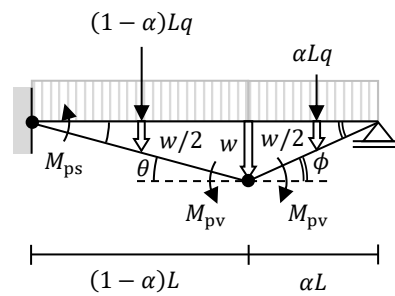
In het geval dat er een significant temperatuurverschil tussen de boven- en onderzijde van de vloer kan voorkomen, dan kan het effect hiervan expliciet in de grenstoestandsfuncties worden beschouwd. De kromming ten gevolge van het temperatuurverschil  $\kappa_t = \alpha \Delta T / h$  wordt meegenomen in de formulering door te stellen  $\kappa(x) = \varphi'(x) + \kappa_t$  (Welleman, 2010). Hierin is  $\alpha$  de uitzettingscoëfficiënt,  $\Delta T$  het verschil in temperatuur tussen bovenzijde en onderzijde, en  $h$  de hoogte van de vloer. Er wordt aangenomen dat de locatie waar het maximale veldmoment optreedt ( $x = 5/8L$ ) niet wezenlijk verschuift. De grenstoestandsfuncties worden zodoende:

$$Z_1 = \theta_R M_{Rv} - \theta_E M_{Ev} = \theta_R M_{Rv} - \theta_E \left( \frac{9}{128} qL^2 + \frac{9}{16} EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \quad (7.3a)$$

$$Z_2 = \theta_R M_{Rs} - \theta_E M_{Es} = \theta_R M_{Rs} - \theta_E \left( \frac{1}{8} qL^2 - \frac{3}{2} EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \quad (7.3b)$$

### 7.1.2 Maximale plastische capaciteit

Wanneer na bereiken van de momentweerstand in het veld de belasting nog verder toeneemt, ontstaat er op deze locatie een plastisch scharnier en zal het steunpuntmoment verder toenemen. Een belastingstoename is mogelijk totdat ook hier de maximale momentweerstand wordt bereikt of de vervormingscapaciteit in het veld wordt bereikt. Omdat op de locatie een verzwakking aanwezig is (de voeg), blijft het plastische scharnier op deze locatie bij verdere toename van de belasting. Dit leidt ertoe dat bij een verdere toename van de belasting in het plastische scharnier een dwarskracht moet worden overgedragen. Om de maximale draagkracht van de ligger te bepalen waarbij de momentcapaciteit het veld en het steunpunt volledig worden uitgenut, worden de verplaatsingen en hoekverdraaiingen van het voltooide mechanisme beschouwd (figuur 7.2).



Figuur 7.2: Plastische analyse van de doorgaande ligger.

De virtuele arbeid verricht door interne krachten moet gelijk zijn aan de virtuele arbeid verricht door de externe krachten:

$$\begin{aligned}
 W_i &= W_e \\
 M_{pv}\theta + M_{pv}\phi + M_{ps}\theta &= (1-\alpha)Lq\frac{w}{2} + \alpha Lq\frac{w}{2} \\
 M_{pv}\theta + M_{pv}\frac{1-\alpha}{\alpha}\theta + M_{ps}\theta &= Lq\frac{w}{2}
 \end{aligned} \tag{7.4}$$

Hierin is de verdeelde belasting  $q$  niet gelijk aan de belasting in het lineair elastische geval. Wanneer de hoekverdraaiing  $\theta$  relatief klein is, dan geldt  $\tan(\theta) \approx \theta$  en kan de verplaatsing worden omgeschreven in de hoekverdraaiing. Deze kan vervolgens volledig worden weggewerkt. Er is reeds bekend uit de elastische analyse dat  $\alpha = 3/8$ , welke dus ook kan worden ingevuld in de vergelijking:

$$\begin{aligned}
 M_{pv}\theta + M_{pv}\frac{1-\alpha}{\alpha}\theta + M_{ps}\theta &= Lq\frac{(1-\alpha)L\theta}{2} \\
 M_{pv} + M_{pv}\frac{1-\alpha}{\alpha} + M_{ps} &= Lq\frac{(1-\alpha)L}{2} \\
 \frac{8}{3}M_{pv} + M_{ps} &= \frac{5}{16}qL^2 \\
 M_{pv} + \frac{3}{8}M_{ps} &= \frac{15}{128}qL^2 \\
 M_{pv} + 0,375M_{ps} &= 0,117qL^2
 \end{aligned} \tag{7.5}$$

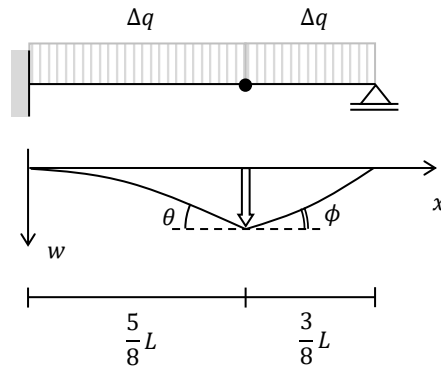
Om tot de uiteindelijke grenstoestandsfunctie te komen wordt de externe kracht (belasting) naar de linkerzijde van de vergelijking verplaatst en modelonzekerheden voor weerstand en belasting toegevoegd:

$$Z_1 = \theta_R(M_{pv} + 0,375M_{ps}) - \theta_E(0,117qL^2) \quad (7.6)$$

Het effect van een temperatuurverschil wordt hier niet meegerekend, omdat bij voldoende deformatiecapaciteit de extra kromming geen invloed heeft.

### 7.1.3 Grens plastische vervorming

In de huidige situatie, waarbij de weerstand ter plaatse van het veldmoment kleiner kan zijn dan bij het ontwerp werd verwacht, ligt het voor de hand dat het plastische moment het eerst wordt bereikt in het veld. Daarna zal alleen de grootte van het steunpuntsmoment nog kunnen toenemen tot dat daar ook de uiterste weerstand wordt bereikt. Er dient nog wel te worden gecontroleerd of de hierbij benodigde hoekverdraaiing in het veldscharnier in het beschouwde deel van de constructie ondergaan kan worden: deze moet dus voldoende ductiel zijn. Op het moment dat de momentcapaciteit in het veld ( $9/128qL^2 = M_{pv}$ ) bereikt is wordt er een plastisch scharnier gevormd. Een verdere toename van de belasting ( $\Delta q$ ) wordt beschouwd in de nieuwe mechanische schematisering (figuur 7.3).



Figuur 7.3: Uitkragende ligger schematisering bij een plastisch scharnier in het veld.

De plastische rotatie wordt berekend met twee gekoppelde liggervergelijkingen  $EIw_1''''(x) = \Delta q$  en  $EIw_2''''(x) = \Delta q$  op te lossen met de randvoorwaarden  $w_1(0) = 0$ ,  $\varphi_1(0) = 0$  bij het steunpunt,  $w_1(5/8L) = w_2(0)$ ,  $M_1(5/8L) = 0$ ,  $M_2(0) = 0$ ,  $V_1(5/8L) = V_2(0)$  bij het scharnier en  $w_2(3/8L) = 0$ ,  $M_2(3/8L) = 0$  bij de eindoplegging. De hoekverdraaiing (plastische rotatie) in het veldscharnier is:

$$\begin{aligned} \varphi_v &= \theta + \phi \\ &= |\varphi_1(5/8L)| + |\varphi_2(0)| \\ &= \frac{475}{6144} \frac{\Delta q L^3}{EI} + \frac{183}{2048} \frac{\Delta q L^3}{EI} \\ &= \frac{1}{6} \frac{\Delta q L^3}{EI} \end{aligned} \quad (7.7)$$

De maximale plastische draagkracht wordt bereikt als de plastische rotatie gelijk is aan de rotatiecapaciteit in het veld ( $\varphi_v = \varphi_{cv}$ ). De rotatiecapaciteit is gerelateerd aan de ductiliteit van de voeg, zie paragraaf 7.2. De rotatiecapaciteit kan worden uitgedrukt in de toename van de verdeelde belasting die hierdoor extra opgenomen kan worden:

$$\Delta q = 6 \frac{\varphi_{cv} EI}{L^3} \quad (7.8)$$

De hier berekende toename is in aanvulling op de elastische draagkracht, die ook kan worden uitgedrukt als een maximale verdeelde belasting:

$$q = \frac{128 M_{pv}}{9 L^2} \quad (7.9)$$

Bij elkaar opgeteld vormen deze twee componenten de totale weerstand, uitgedrukt als verdeelde belasting. Vervolgens wordt de vergelijking omgeschreven naar een weerstand en belastingeffect uitgedrukt in momenten:

$$\begin{aligned} \frac{128 M_{pv}}{9 L^2} + 6 \frac{\varphi_{cv} EI}{L^3} &= q \\ M_{pv} + \frac{27 \varphi_{cv} EI}{64 L} &= \frac{9}{128} q L^2 \\ M_{pv} + 0,422 \frac{\varphi_{cv} EI}{L} &= 0,070 q L^2 \end{aligned} \quad (7.10)$$

Bovenstaande vergelijking kan worden opgeschreven als grenstoestandsfunctie, inclusief modelonzekerheden voor weerstand en belasting.

$$Z_2 = \theta_R \left( M_{pv} + 0,422 \frac{\varphi_{cv} EI}{L} \right) - \theta_E (0,070 q L^2) \quad (7.11)$$

Bovenstaande grenstoestandsfunctie volgt direct uit de combinatie van momentweerstand en de rotatiecapaciteit in het veld, echter het maximale steunpuntsmoment  $M_{ps}$  mag niet worden overschreden. De berekende capaciteit wordt dus begrensd door grenstoestandsfunctie  $Z_1$ :

$$Z = \min(Z_1, Z_2) \quad (7.12)$$

(Merk op dat de begrenzing, en dus  $Z_1$ , ook kan worden gevonden door met behulp van de oplossing van de liggervergelijking in deze paragraaf de randvoorwaardebepijking  $M(0) = -(M_{ps} - 1/8 q L^2)$  op te lossen voor  $\Delta q$ .)

Het belastingeffect volgend uit het temperatuurverschil tussen de boven- en onderzijde van de vloer kan expliciet worden meegerekend bij de reeds aanwezige belasting. Het veldmoment in de grenstoestandsfunctie wordt dan aangevuld tot:

$$\begin{aligned} Z_2 &= \theta_R \left( M_{pv} + \frac{27 \varphi_{cv} EI}{64 L} \right) - \theta_E \left( \frac{9}{128} q L^2 + \frac{9}{16} EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \\ &= \theta_R \left( M_{pv} + 0,422 \frac{\varphi_{cv} EI}{L} \right) - \theta_E \left( 0,070 q L^2 + 0,563 EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \end{aligned} \quad (7.13)$$

#### 7.1.4 Restcapaciteit constructie na bezwijken voeg

Als na overschrijden van de rotatiecapaciteit of de vloeicapaciteit bij de inklemming nog verdergaande rotatie optreedt zal het moment in het middenveld snel afnemen naar nul. Wat betreft de momentcapaciteit kan de voeg als bezweken worden beschouwd. Als er nog wel dwarskracht kan worden overgebracht, dan wordt bezwijken bepaald door grenstoestandsfunctie  $Z_1$ , maar met  $M_{pv} = 0$ :

$$Z_3 = \theta_R (0,375 M_{ps}) - \theta_E (0,117 q L^2) \quad (7.14)$$

In het geval dat het overbrengen van de dwarskracht via een op momentcapaciteit bezweken voeg wordt geaccepteerd geldt:

$$Z = \max(\min(Z_1, Z_2), Z_3) \quad (7.15)$$

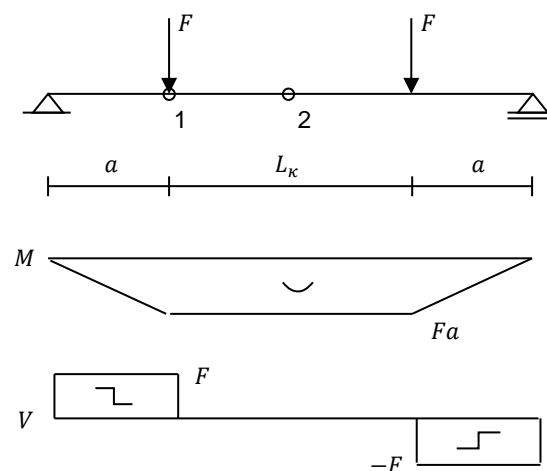
Aangezien de weerstandscapaciteit in  $Z_3$  altijd lager is dan in  $Z_1$ , zal er geen winst optreden wanneer de rotatiecapaciteit voldoende is. Het meenemen van deze

grenstoestandsfunctie is dus voornamelijk gunstig in het geval dat de plastische rotatiecapaciteit zeer beperkt is.

De resultaten zoals gepresenteerd in dit rapport maken geen gebruik van deze grenstoestandsfunctie ( $Z_3$ ). De beschouwing in deze paragraaf is dus puur informatief.

## 7.2 Berekening rotatiecapaciteit

De proeven (TNO-Hageman, 2022) op de voegen van de breedplaatvloeren zijn uitgevoerd als vierpuntsbuigproef. Hierin wordt een vrij opgelegd vloerdeel op twee locaties symmetrisch belast met puntlasten (voor zover praktisch mogelijk), zie figuur 7.4. Er wordt op deze wijze een constant moment tussen de puntlasten gecreëerd en nagenoeg geen dwarskracht (met enige afwijking door eigengewicht).



Figuur 7.4: Schematisatie van de vierpuntsbuigproef.

De moment-kromming ( $M$ - $\kappa$ ) diagrammen van de proefresultaten zijn geproduceerd met behulp van de volgende vergelijkingen:

$$M = Fa \quad (7.16a)$$

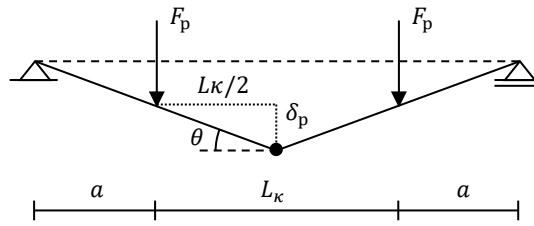
$$\kappa = 8 \frac{\delta}{L_k^2} \quad (7.16b)$$

waarin  $\delta = w_2 - w_1$  het verschil in doorbuiging is tussen het midden van en het punt waar de last is aangebracht en  $a$  de afstand tussen de puntlasten ( $F$ ). De relaties kunnen worden afgeleid met behulp van een veronderstelde constante kromming tussen de puntlasten. De rotatie van het liggerdeel tussen de puntlasten kan worden bepaald met de relatie  $\kappa = d\phi/dx$  opgeschreven als  $\phi = \kappa L_k$ .

$$\phi = \kappa L_k. \quad (7.16c)$$

Vergelijkingen (7.16b en c) zijn van toepassing wanneer er sprake is van een relatief constante kromming. Bij plastische vervorming zal er echter op de zwakste plek meestal lokaal een grote kromming (knik) ontstaan (figuur 7.5). Het plastische aandeel in de totale vervorming heeft zodoende meer een V-vorm dan een ronding (afhankelijk van de reststijfheid na bereiken van het maximaal elastisch opneembare moment).





Figuur 7.5: Schematisatie van de vierpuntsbuigproef bij plastisch gedrag.

De rotatie van het plastische scharnier ten opzichte van horizontaal kan worden bepaald vanuit de doorbuiging en afstand tot het scharnier:

$$\theta = \frac{\delta_p}{L_k/2} \quad (7.17)$$

Omdat de hoekverdraaiing links en rechts voorkomt is de rotatie  $\phi = 2\theta$ . In de presentatie van de proefresultaten als M- $\kappa$ -diagram (zie bijvoorbeeld figuur 4.5 en bijlage A) is echter steeds uitgegaan van de relatie tussen kromming en gemeten verplaatsing volgens (7.16b):

$$\delta_p = \frac{1}{8} \kappa_p L_k^2 \quad (7.18)$$

waarin  $\kappa_p$  de kromming is, afgeleid in de veronderstelling dat deze constant is. De rotatiecapaciteit bij een V-vormig verplaatsingsverloop kan daarmee als volgt in de equivalente constante kromming worden uitgedrukt:

$$\phi = 2 \frac{\delta_p}{L_k/2} = 4 \frac{\delta_p}{L_k} = 4 \frac{1/8 \cdot \kappa_p L_k^2}{L_k} = \frac{1}{2} \kappa_p L_k \quad (7.19)$$

waarin  $\kappa_p = \kappa_u - \kappa_y$  de plastische 'kromming' is.

In werkelijkheid zal de rotatiecapaciteit tussen de gevonden uitdrukkingen  $\kappa L_k$  (7.16c) en  $\frac{1}{2} \kappa L$  (7.19) in liggen omdat er in de meeste gevallen een reststijfheid na bereiken van het maximaal elastisch opneembare moment blijft en de voeg niet een perfecte knik zal vormen. Zodoende wordt er als schatting voor de rotatiecapaciteit aangehouden:

$$\phi_{cv} = 0,75(\kappa_u - \kappa_y)L_k \quad (7.20)$$

waarin  $L_k$  de lengte tussen de puntlasten in de proefopstelling is. Deze lengte is in de Hageman (2021) gelijk aan 1,6 m.

Omdat er in bovenstaande afleiding sprake is van een aantal onzekere factoren wordt in hoofdstuk 9 een gevoeligheidsstudie gepresenteerd waarin de ductiliteit met 50% wordt gereduceerd.

Omdat de weerstand bekend is, kan de kromming bij het bereiken van de momentcapaciteit ('vloeien') worden berekend via:

$$\kappa_y = \frac{M_{R,conn}}{EI} \quad (7.21)$$

waarin  $M_{R,conn} = \min(\max(M_{R1}, M_{R2}, M_{R3}), M_{R4})$  voor detaillering I;  $M_{R,conn} = \min(\max(M_{R1}, M_{R2}), M_{R4})$  voor detaillering II en  $M_{R,conn} = \min(M_{R1}, M_{R4})$  voor detaillering III. De ductiliteit is gemodelleerd via de parameter  $\mu_{conn}$  zodat de uiterste kromming kan worden berekend via:

$$\kappa_u = \mu_{conn} \kappa_y \quad (7.22)$$

Deze relatie kan direct worden ingevuld in grenstoestandsfunctie  $Z_2$  om een uitdrukking in de ductiliteit  $\mu_{\text{conn}}$  te verkrijgen:

$$\begin{aligned}
 Z_2 &= \theta_R \left( M_{\text{pv}} + 0,422 \frac{0,75(\kappa_u - \kappa_y) L_\kappa EI}{L} \right) - \theta_E (0,070 q L^2) \\
 &= \theta_R \left( M_{\text{pv}} + 0,422 \frac{0,75(\mu_{\text{conn}} \kappa_y - \kappa_y) L_\kappa EI}{L} \right) - \theta_E (0,070 q L^2) \\
 &= \theta_R \left( M_{\text{pv}} + 0,422 \frac{0,75(\mu_{\text{conn}} - 1) \kappa_y L_\kappa EI}{L} \right) - \theta_E (0,070 q L^2) \\
 &= \theta_R \left( M_{\text{pv}} + 0,422 \frac{0,75(\mu_{\text{conn}} - 1) \frac{M_{\text{pv}}}{EI} L_\kappa EI}{L} \right) - \theta_E (0,070 q L^2) \\
 &= \theta_R \left( M_{\text{pv}} + 0,422 \frac{0,75(\mu_{\text{conn}} - 1) M_{\text{pv}} L_\kappa}{L} \right) - \theta_E (0,070 q L^2) \quad (7.23)
 \end{aligned}$$

Wanneer faalmechanisme 1 ( $M_{R1}$ ) maatgevend is, wordt van bros bezwijken uitgegaan (de plastische rotatiecapaciteit is nul, oftewel  $\mu = 1$ ). Er wordt zodoende in dat geval alleen een elastische berekening uitgevoerd (paragraaf 7.1.1).

### 7.3 Modelonzekerheden

Naast de stochasten voor de belasting en de weerstand zijn een modelonzekerheid voor de belastingeffect bepaling  $\theta_E$  en modelonzekerheid voor de weerstand  $\theta_R$  opgenomen. Op deze wijze wordt een gebrek aan kennis over de precieze modellering tot uitdrukking gebracht.

#### 7.3.1 Modelonzekerheid in belastingeffect

De beschrijving van de stochast die de onzekerheid in de bepaling van het belastingeffect weergeeft is gegeven in tabel 7.1. De gekozen waarde is in overeenstemming met de JCSS Probabilistic Model Code (2001).

Tabel 7.1: Beschrijving van parameters in grenstoestandsfunctie.

Var.	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde waarde	Variatie-coëfficiënt
$\theta_E$	Onzekerheid in de berekening van het belastingeffect (moment)	Lognormaal	1,0	0,1

#### 7.3.2 Modelonzekerheid weerstand van het systeem

De modelonzekerheid van de weerstand ( $\theta_R$ ) brengt het verschil in rekening tussen de wiskundige (of mechanische en materiaalkundige) modellering en de werkelijkheid. Zie hiervoor hoofdstuk 3. Deze modelonzekerheid wordt beschouwd als een bron van onzekerheid waarvan de grootte reduceerbaar is door meer (vloerspecifieke) informatie te verzamelen. In onderhavige studie waarbij het presteren van andere vloeren wordt meegenomen om de bewezen sterkte aan te tonen zijn het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van  $\theta_R$  zelf ook stochastisch. Dit omdat de modelonzekerheid van elk van de vloeren anders is (door de andere wijze van uitvoeren, etc.). De gemiddelde waarde en variatiecoëfficiënt van de modelonzekerheid per vloertype worden vóór het uitvoeren van de bewezen sterkte analyse als niet bekend verondersteld, zie tabel 7.2. De parameters worden daarom a priori

breedbandig (niet sterk informatief) gekozen. Door de data volgend uit het track record worden deze parameters nader bepaald (geüpdatet). De invloed van de exacte keuzes voor de parameters in de gekozen (breedbandige) prior is daarmee zeer beperkt.

Tabel 7.2: Beschrijving van parameters in grenstoestandsfunctie.

Var.	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde waarde	Variatie-coëfficiënt
$\theta_R$	Modelonzekerheid momentweerstand	Lognormaal	$m_{\theta_R}$	$V_{\theta_R}$
$m_{\theta_R}$	Gemiddelde van $\theta_R$	Lognormaal	1,0	0,3
$V_{\theta_R}$	Variatiecoëfficiënt van $\theta_R$	Lognormaal	0,2	1,0

## 7.4 Gegevens vloerparameters

Een overzicht van parameters waarmee de vloer wordt gekarakteriseerd is gegeven in tabel 7.3. De variërende waarden zijn gedefinieerd in de subpopulaties van de breedplaatvloeren (paragraaf 5.3). De vloer is ontworpen als ingeklemde ligger met steunpunt (paragraaf 7.1.1) waarin NEN-EN 1990 vergelijkingen voor de fundamentele belastingcombinatie (6.10a) en (6.10b) zijn toegepast.

Tabel 7.3: Overzicht parameters in de ontwerpberekening.

Var.	Beschrijving	Waarde
$h_t$	Totale hoogte vloer	(varieert)
$h_{bd}$	Hoogte breedplaat	70 mm
$L$	Overspanningslengte	(varieert)
$\phi_{kOD}$	Diameter koppelwapening	(varieert)
$l_{kOD}$	Laslengte koppelwapening ( $1,2 \cdot 34 \phi_{conn} + 150$ mm)	(varieert)
$s_{kOD}$	Hart-op-hart afstand koppelwapening	(varieert)
$c_{SD}$	Betondekking bij steunpunt	35 mm
$\phi_{SD}$	Diameter steunpuntwapening	(varieert)
$s_{SD}$	Hart-op-hart afstand steunpuntwapening	(varieert)
$\phi_{tra}$	Diameter diagonalen tralieligger	6 mm
$a_{tra}$	Afstand hart tralie tot de voeg	(varieert)
$n_{tra}$	Aantal diagonalen per strekkende meter	20
$z_{tra}$	Diepte van de onderzijde van de tralieligger in breedplaat	25 mm
$\theta_{tra}$	Kleinste hoek tussen aansluitingsvlak en diagonalen tralieligger	60°
$f_{ck,bd}$	Karakteristieke (cilinder)betondruksterkte breedplaat	35 MPa
$f_{ck,is}$	Karakteristieke (cilinder)betondruksterkte in-situ toplaag	30 MPa
$f_{vk}$	Karakteristieke vloeispanning wapening	500 MPa
$\gamma_G$	Partiële factor permanente belasting CC2	1,35
$\gamma_O$	Partiële factor veranderlijke belasting CC2	1,50
$\gamma_c$	Partiële factor betondruksterkte	1,50
$\gamma_s$	Partiële factor vloeien wapeningsstaal	1,15
$\alpha_{cc}$	Correctiefactor druksterkte lange duur	1,00
$\xi$	Reductiefactor permanente belasting CC2	0,89
$\psi_0$	Combinatiefactor belasting categorie B: kantoorruimtes	0,5
$\psi_0$	Combinatiefactor belasting categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht < 25 kN	0,7

De hart-op-hart afstanden tussen de staven van de koppelwapening  $s_{kop}$  en  $s_{sp}$  zijn teruggerekend zodat er precies  $UC = 1$  geldt voor de koppel- en steunpuntswapening. Op deze wijze wordt de minimaal benodigde hoeveelheid wapening bepaald zoals dat ook in een ontwerpsituatie geldt (tabel 7.4 en tabel 7.5). Voor het speciale geval Eindhoven wordt deze terugrekening niet uitgevoerd omdat de hart-op-hart afstand van de wapening al gegeven is (namelijk 100 mm voor het veld en 94,3 mm voor het steunpunt). In plaats van  $UC = 1,0$  te stellen kan nu juist de  $UC$  worden uitgerekend, net zoals in de normale ontwerp praktijk. Hieruit blijkt dat in beide gevallen de tussenafstand destijds conservatief gekozen is, er volgt een  $UC$ -waarde ruim kleiner dan 1,0 (namelijk 0,78 voor het veld en 0,79 voor het steunpunt).

Tabel 7.4: Overzicht teruggerekende hart-op-hart afstanden verdiepingsvloeren.

Naam	Uitgangspunt koppelwapening ( $\phi_{kop}-s_{kop}$ ) [mm]	Hart-op-hart afstand koppelwapening ( $s_{kop}$ ) [mm]	Hart-op-hart afstand steunpuntswapening ( $s_{sp}$ ) [mm]
Eindhoven	Ø16-100 (equiv.)	100* (UC = 0,78)	94,3* (UC = 0,79)
Geval 1	Ø8-150	120,4	124,9
Geval 2	Ø10-150	133,6	125,2
Geval 3	Ø10-150	125,1	114,8
Geval 4	Ø10-150	125,1	114,8
Geval 5	Ø10-150	149,4	137,2
Geval 6	Ø10-150	149,4	137,2
Geval 7	Ø8-100	80,4	80,0
Geval 8	Ø10-130	140,0	127,4
Geval 9	Ø12-150	99,9	84,8
Geval 10	Ø12-150	115,6	98,6
Geval 11	Ø16-150	198,0	153,6
Geval 12	Ø16-150	136,7	104,8

\* Niet teruggerekend, ingevoerde waarde.

Tabel 7.5: Overzicht teruggerekende hart-op-hart afstanden dakvloeren.

Naam	Uitgangspunt koppelwapening ( $\phi_{kop}-s_{kop}$ ) [mm]	Hart-op-hart afstand koppelwapening ( $s_{kop}$ ) [mm]	Hart-op-hart afstand steunpuntswapening ( $s_{sp}$ ) [mm]
Geval 1	Ø8-150	186,6	190,6
Geval 2	Ø10-150	226,5	212,7
Geval 3	Ø10-150	179,8	165,2
Geval 4	Ø10-150	179,8	165,2
Geval 5	Ø10-150	242,2	222,8
Geval 6	Ø10-150	242,2	222,8
Geval 7	Ø8-100	115,6	115,2
Geval 8	Ø10-130	238,9	217,7
Geval 9	Ø12-150	140,2	119,3
Geval 10	Ø12-150	182,0	155,8
Geval 11	Ø16-150	264,0	205,3
Geval 12	Ø16-150	205,1	167,3

## 7.5 Stochasten

Een overzicht van de stochasten in de grenstoestandsfunctie is gegeven in tabel 7.6. De beschrijving van de statistische analyse van de ductiliteit is gegeven in bijlage A en de beschrijving van correctiecoëfficiënten voor de faalmechanismen is gegeven in bijlage B. De vloer zal worden beschouwd met en zonder de invloed van de temperatuurbelasting.

Tabel 7.6: Overzicht van stochasten in de grenstoestandsfunctie.

Var.	Beschrijving	Verdeling	Gemiddelde	Variatie-coëfficiënt
$f_{c,bp}$	Betondruksterkte breedplaat	Lognormaal	43 MPa	0,15
$f_{c,is}$	Betondruksterkte in-situ toplaag	Lognormaal	38 MPa	0,15
$f_y$	Vloeispanning wapening	Lognormaal	550 MPa	0,05
$C_{v1}$	Ruwheidparameter aansluitingsvlak	Lognormaal	Trad: 0,15 ZVB: 0,075	0,1
$\mu_v$	Ruwheidparameter aansluitingsvlak	Lognormaal	Trad: 0,7 ZVB: 0,6	0,1
$\alpha_1$	Coëfficiënt faalmechanisme 1	Lognormaal	Trad: 1,06 ZVB: 1,44	Trad: 0,446* ZVB: 0,296*
$\alpha_2$	Coëfficiënt faalmechanisme 2	Lognormaal	Trad: 2,25 ZVB: 2,06	Trad: 0,156* ZVB: 0,338*
$\alpha_3$	Coëfficiënt faalmechanisme 3	Lognormaal	1,68	0,165*
$\mu_2 - 1$	Ductiliteit voeg faalmechanisme 2	Lognormaal	2,15	0,51
$\mu_3 - 1$	Ductiliteit voeg faalmechanisme 3	Lognormaal	2,17	0,48
$\mu_4 - 1$	Ductiliteit voeg faalmechanisme 4	Lognormaal	3,55	0,38
$\Delta T$	Temperatuurverschil onder- en bovenzijde vloer (1-jaar maximum)	Gumbel	30 K	0,2
$E$	Elasticiteitsmodulus	Lognormaal	35 GPa	0,1
$\alpha$	Coëfficiënt voor thermische uitzetting	Lognormaal	$1,2 \cdot 10^{-5} K^{-1}$	0,1
$G_b$	Eigengewicht	Normaal	(varieert)	0,05
$G_o$	Permanente opgelegde belasting	Normaal	(varieert)	0,1
$C_{0Q}$	Tijdsonafhankelijke onzekerheid van de veranderlijke belasting	Lognormaal	1,0	0,1
$Q$	Veranderlijke belasting (5-jaar max.)	Gumbel	(varieert)	(varieert)
$C_{0S}$	Tijdsonafhankelijke onzekerheid van de sneeuwbelasting	Lognormaal	1,0	0,1
$S$	Veranderlijke belasting (5-jaar max.)	Gumbel	0,37	0,40

\* Gekalibreerd zodat de momentweerstand de in de experimenten verkregen variatiecoëfficiënt heeft, wijkt getalsmatig af van Tabel B.7.

## 7.6 Correlaties

In de probabilistische analyse dient rekening te worden gehouden met de (auto-) correlaties in de tijd en tussen vloeren. Een overzicht van de correlaties volgens exponentieel model is gegeven in tabel 7.7.

Tabel 7.7: Overzicht van de correlaties in de tijd en tussen vloeren.

Var.	Omschrijving	In de tijd (enkele vloer)	Tussen vloeren, eigen gebouw	Tussen vloeren, ander gebouw
$G_b$	Eigen gewicht	1	0,8	0
$G_o$	Permanente belasting	1	0,8	0
$C_{0Q}$	Tijdsonafhankelijke component veranderlijke opgelegde belasting	1	1	0
$Q$	Veranderlijke opgelegde belasting	0	0,7	0
$C_{0S}$	Tijdsonafhankelijke component veranderlijke sneeuwbelasting	1	1	0
$S$	Sneeuwbelasting	0	0,7	0
$\Delta T$	Veranderlijk temperatuurverschil	0	0,7	0
$\Delta T_k$	Equivalent temperatuurverschil krimp	1	0,7	0
$M_R$	Momentweerstand	1	0	0
$\theta_E$	Modelonzekerheid belastingeffect	1	1	0
$\theta_R$	Modelonzekerheid momentweerstand	1	0,8	0
$m_{\theta_R}$	Gemiddelde van $\theta_R$	1	1	1
$V_{\theta_R}$	Variatiecoëfficiënt van $\theta_R$	1	1	1

De correlatie in de tijd beschrijft hoe de stochast in de tijd gecorreleerd is. In het geval van eigengewicht en permanente belasting is gedurende de gehele levensduur dezelfde belasting aanwezig. Ook voor de sterktestochasten inclusief modelonzekerheid is één en dezelfde sterkte in de tijd aanwezig. Alleen de variabele vloerbelasting verandert gemiddeld één in de vijf jaar naar een nieuwe waarde onafhankelijk van de waarde in de periode ervoor.

De correlatie tussen vloeren binnen één gebouw wordt voor de eigengewicht- en permanente belasting gekozen als 0,8; deze waarde is waarschijnlijk aan de hoge kant, dit is conservatief in een bewezen sterkte analyse. De veranderlijke belasting heeft een correlatie van 0,7 voor vloeren, zie daarvoor hoofdstuk 6. De correlatie tussen de momentweerstand van verschillende vloeren is als 0 gekozen, deze zijn onafhankelijke trekkingen uit de verdelingsfunctie van de experimenteel bepaalde momentweerstand. Voor de modelonzekerheid aan de weerstandskant wordt uitgegaan van een correlatie van 0,8 binnen één gebouw, dit vanwege het feit dat binnen één gebouw waarschijnlijk sprake is van voor een groot deel dezelfde randvoorwaarden, tussenwanden, etc.

Tussen gebouwen wordt gekozen voor onafhankelijkheid vanwege de verschillen in bouw, belastingen, materialen, etc. Het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van  $\theta_R$  is altijd volledig gecorreleerd, zie voor een toelichting paragraaf 7.3.

## 8 Berekeningsresultaten maatgevend randveld

In dit hoofdstuk worden de berekeningsresultaten met betrekking tot de betrouwbaarheid van de vloerconstructies weergegeven en geanalyseerd. Ook worden de resultaten van de verschillende gevoeligheidsstudies gepresenteerd en besproken.

### 8.1 Inleiding

Om de betrouwbaarheid van een breedplaatvloer te beoordelen wordt met behulp van het model een analyse uitgevoerd waarbij het presteren van andere vloeren ook in beschouwing wordt genomen. Er wordt bij het Bayesiaans 'updaten' gerekend met  $n$  gebouwen (uit het 'track record') met elk 30 niet gefaalde vloervelden (uitgezonderd bij dakvloeren waar gerekend wordt met 5 niet gefaalde vloervelden per gebouw) van de beschouwde subpopulatie aangevuld met de gefaalde dakvloer Eindhoven Airport en 8 niet gefaalde tussenvloeren en een naastliggende dakvloer bij Eindhoven Airport door alleen eigen gewicht.

De update van de modelonzekerheid  $\theta_R$  (zie hoofdstuk 3 en paragraaf 7.3) vindt plaats onder voorwaarde dat de vloer Eindhoven faalt, de 8 tussenvloeren niet falen en ook het niet falen van  $n$  gebouwen met 30 (c.q. 5) algemene vloervelden in de eerste 10 jaar van de levensduur (2 blokduren in het model van de vloerbelasting). Deze 10 jaar is een voorzichtig gekozen waarde voor de leeftijd van de  $n$  gebouwen gegeven het bouwjaar van veel Nederlandse gebouwen met breedplaatvloeren. Vervolgens kan met de geüpdatete verdeling van  $\theta_R$  opnieuw de betrouwbaarheidsanalyse worden uitgevoerd. De andere variabelen krijgen dus geen update. De beschouwde vloer is een van de vloeren in een van de  $n$  beschouwde niet gefaalde gebouwen. De kans op falen van de algemene vloer in de eerste 15 jaar wordt berekend als volgt (het |-teken in het onderstaande moet gelezen worden als "gegeven" of "onder de conditie dat" en het  $\cap$ -teken als "en"):

$$P_f = P(\text{falen beschouwde vloer in 0-15 jaar} \mid \begin{array}{l} 1 \times \text{falen Eindhoven dakvloer zonder } Q \text{ en met } T \cap \\ 8 \times \text{niet falen Eindhoven verdiepingsvloer zonder } Q \cap \\ n \times \text{niet falen gebouwen met 30 vloeren in 0-10 jaar} \end{array}) \quad (8.1)$$

en daaruit volgt de betrouwbaarheidsindex. Des te meer gebouwen die goed presteren, hoe hoger de betrouwbaarheid.

Voor hetzelfde type vloer, maar kijkend naar de periode 5-20 jaar (dus onder voorwaarde dat de beschouwde vloer niet heeft gefaald in de eerste 5 jaar), wordt de kans bepaald als:

$$P_f = P(\text{falen beschouwde vloer in 5-20 jaar} \mid \begin{array}{l} 1 \times \text{falen Eindhoven dakvloer zonder } Q \text{ en met } T \cap \\ 8 \times \text{niet falen Eindhoven verdiepingsvloer zonder } Q \cap \\ n \times \text{niet falen gebouwen met 30 vloeren in 0-10 jaar} \cap \\ \text{niet falen beschouwde vloer in 0-5 jaar} \end{array}) \quad (8.2)$$

Voor hetzelfde type vloer, maar kijkend naar de periode 10-25 jaar (dus onder voorwaarde dat de beschouwde vloer niet heeft gefaald in de eerste 10 jaar), wordt de kans bepaald als:

$$\begin{aligned}
 P_f = P(\text{falen beschouwde vloer in 10-25 jaar} | \\
 1 \times \text{falen Eindhoven dakvloer zonder } Q \text{ en met } T \cap \\
 8 \times \text{niet falen Eindhoven verdiepingsvloer zonder } Q \cap \\
 n \times \text{niet falen gebouwen met 30 vloeren in 0-10 jaar} \cap \\
 \text{niet falen beschouwde vloer in 0-10 jaar})
 \end{aligned}
 \tag{8.3}$$

In onderstaande paragrafen worden de betrouwbaarheidsindices ( $\beta$ ) bepaald voor de 12 gevallen op basis van het opgestelde model. Er wordt gekeken naar de betrouwbaarheid van gebouwen die minstens 5 dan wel 10 jaar oud zijn. Er wordt onderscheid gemaakt tussen normale (tussen) vloeren en dakvloeren. Bij dakvloeren wordt extra gekeken naar effecten van opgelegde vervormingen door krimp of temperatuur.

## 8.2 Randveld verdiepingsvloer

In onderstaande grafieken is het betrouwbaarheidsniveau (uitgedrukt in een  $\beta$ -waarde voor een referentieperiode van 15 jaar) van de breedplaatvloeren weergegeven. In figuur 8.1 is de betrouwbaarheid weergegeven voor een constructie beschouwd op  $t=0$ ; m.a.w. zonder bewezen sterkte van diezelfde constructie in de tijd. In figuur 8.2 is de betrouwbaarheid beschouwd op  $t=5$  jaar, m.a.w. een bestaande constructie van minimaal 5 jaar oud. In figuur 8.3 is de betrouwbaarheid beschouwd op  $t=10$  jaar, m.a.w. een bestaande constructie van minimaal 10 jaar oud.

Op de horizontale as in figuur 8.1 t/m figuur 8.3 is de informatiebasis vanuit het track record gegeven. Dit geeft aan wat het effect is op de betrouwbaarheid van het aantal succesvol presterende gebouwen met een vergelijkbare vloeropbouw. Of anders gezegd het aantal benodigde succesvolle gebouwen om een bepaalde betrouwbaarheid aan te tonen.

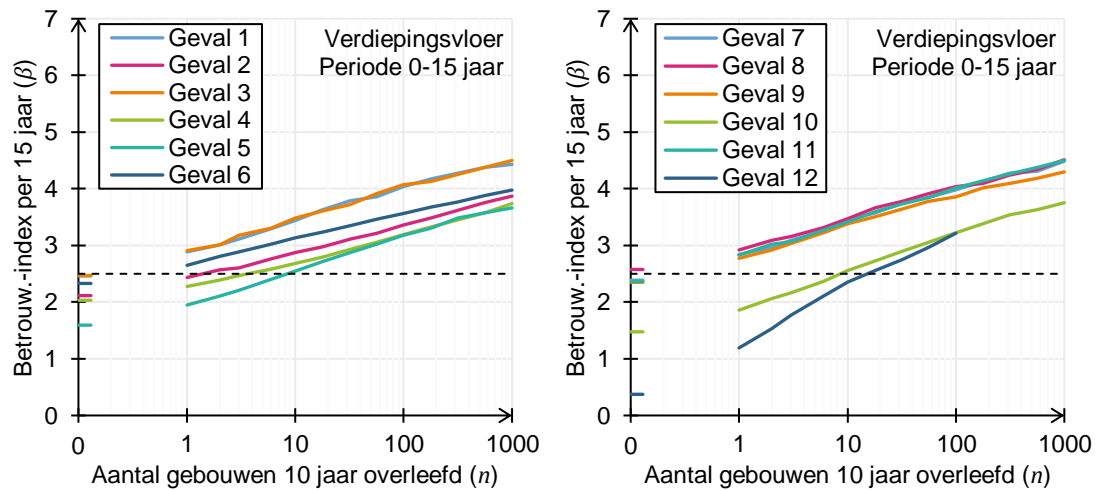
In de grafieken in deze paragraaf en de hierna volgende paragrafen dient de horizontale as niet te strikt geïnterpreteerd te worden als exact het aantal gebouwen. De gebruikte correlatiemodellen zijn (tussen de vloeren in een gebouw en de vloeren in verschillende gebouwen) maken dat  $n$  als een orde van grootte dient te worden beschouwd. Er is op de horizontale as van de figuren figuur 8.1 t/m 8.3 niet direct uitgegaan van een daadwerkelijk beschikbaar track-record, maar er wordt uitgegaan dat een track-record met  $n$  gebouwen beschikbaar zou zijn. Uit de grafiek kan dus gelezen worden hoeveel gebouwen er in een track-record moeten zitten om in staat te zijn te zeggen dat de  $\beta$ -waarde voldoende groot is.

De gepresenteerde betrouwbaarheidsindex is voor één vloer (één gebouwelement), niet een heel gebouw. De vloer is uiteraard wel onderdeel van een gebouw. De horizontale as in de figuren moet worden gelezen als "aantal gebouwen met hetzelfde type vloer welke 10 jaar aan belasting overleefd hebben". In de figuren voor de periodes 0-15 en 5-20 jaar heeft de vloer onder beschouwing 0 en 5 jaar belasting overleefd, respectievelijk. Voor de overige vloeren binnen dit gebouw geldt dit ook, dit gebouw telt dus niet automatisch mee voor het aantal gebouwen op de horizontale as. Daarom is de waarde 0 op de horizontale as meegenomen. Alleen voor de periode 10-25 jaar is de 0 weggelaten omdat de vloer ter beoordeling 10 jaar heeft overleefd, en zodoende ook het gebouw waarvan deze vloer onderdeel is. Er is dus al minimaal een gebouw met dit type vloer dat 10 jaar overleefd heeft.

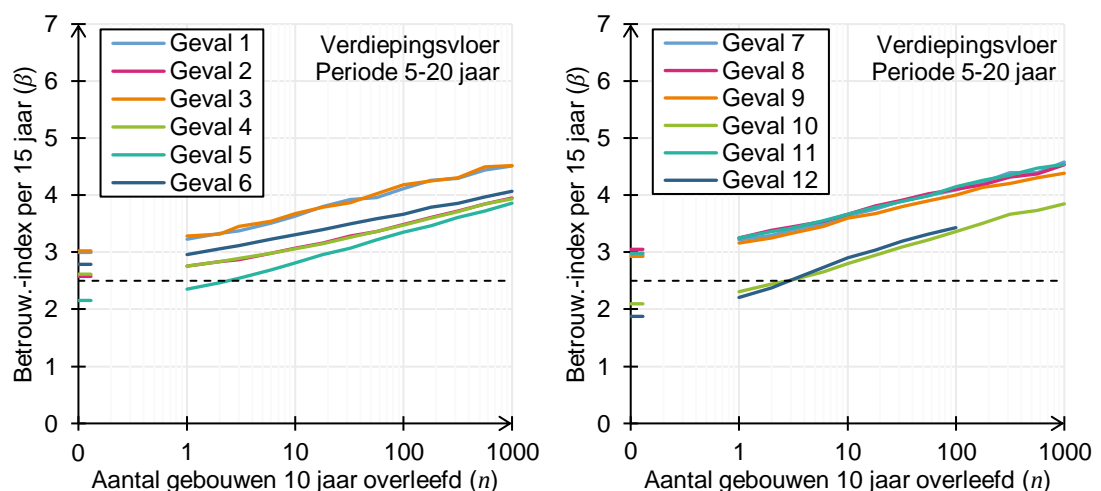


In het geval van leegstand wordt ook voor de periode 10-25 jaar de 0 op de horizontale as met het aantal gebouwen weergegeven. De vloer onder beschouwing, en ook het gebouw waarvan deze vloer onderdeel is, heeft immers nog niet bewezen 10 jaar belasting te kunnen doorstaan. Er kunnen uiteraard gebouwen zijn met hetzelfde type vloer waarvoor dit wel geldt, daarvoor zijn de resterende getallen op de horizontale as.

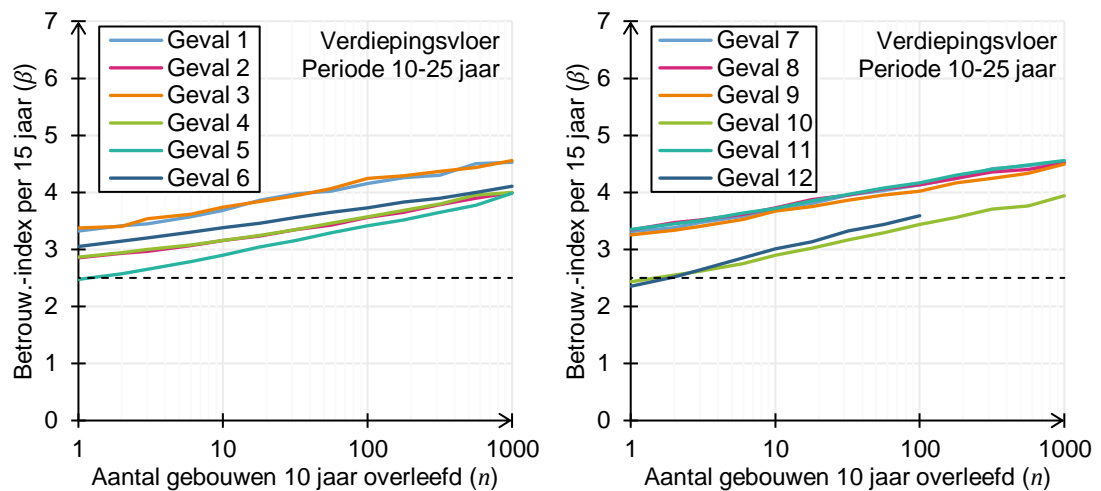
Doordat informatie beschikbaar is over het succesvol presteren van de eigen of andere constructies wordt het minder waarschijnlijk dat de constructie tot een kwalitatief slechte subpopulatie behoort. Met behulp van de theorie worden de schattingen van gemiddelde en standaardafwijking dienovereenkomstig bijgesteld (geüpdatet): het gemiddelde wordt groter, de spreiding kleiner. Bij een probabilistische berekening levert dit een kleinere faalkans. Bij een semi-probabilistische beschouwing leidt dit tot een hogere rekenwaarde van de weerstand en daarmee een afname van de Unity Check.



Figuur 8.1: Betrouwbaarheidsindex in periode 0-15 jaar versus het aantal vergelijkbare gebouwen dat 10 jaar heeft gefunctioneerd.



Figuur 8.2: Betrouwbaarheidsindex in periode 5-20 jaar versus het aantal vergelijkbare gebouwen dat 10 jaar heeft gefunctioneerd.



Figuur 8.3: Betrouwbaarheidsindex in periode 10-25 jaar versus het aantal vergelijkbare gebouwen dat 10 jaar heeft gefunctioneerd (horizontale as grafiek begint niet op nul omdat na 10 jaar het gebouw waarin de vloer zich bevindt 10 jaar overleefd heeft).

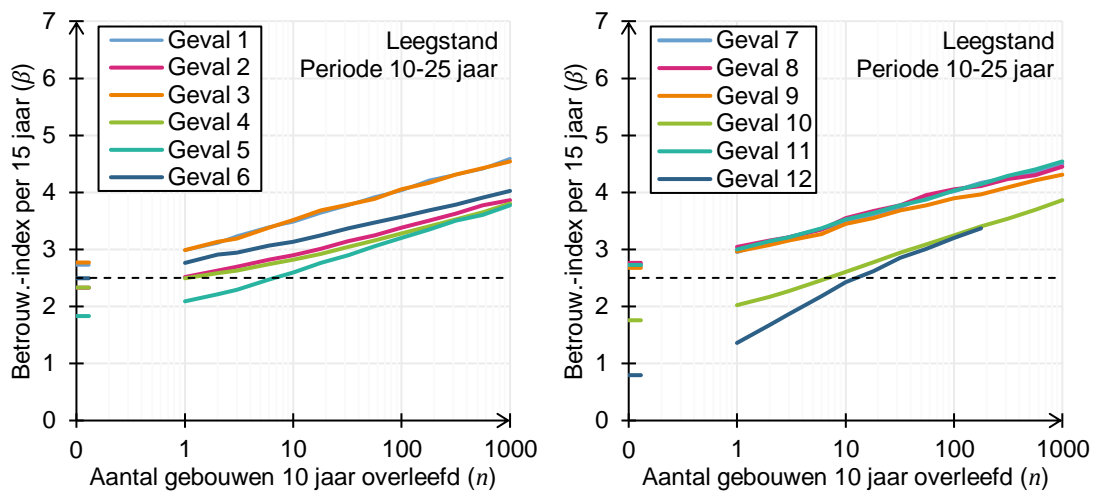
Op basis van figuur 8.1 t/m figuur 8.3 kan het volgende opgemerkt worden:

- Op tijdstip  $t = 0$  van de levensduur (figuur 8.1) is de betrouwbaarheid lager dan wettelijk vereist. Dit geldt met name voor de gevallen 4, 5, 10 en 12.
- Gevallen 4 en 5 betreffen overspanningen van 7,2 m waarbij de koppelwapening stopt onder de tralie en niet doorsteekt. In die gevallen is vooral mechanisme 1 (bezwijken ongewapend aansluitvlak) dominant, dit mechanisme heeft op basis van de experimenten een zeer grote variatiecoëfficiënt (veel groter dan de variatiecoëfficiënten voor de verschillende mechanismen in NEN-EN 1991-2). Dit levert een lage betrouwbaarheidsindex.
- Gevallen 10 en 12 betreffen de grote overspanningen met dikkere vloeren waarbij gebruik gemaakt is van zelfverdichtend beton zonder nabewerking van de breedplaten en toepassing van gewichtsbesparende elementen. Bij deze dikkere vloeren met gewichtsbesparende elementen en niet nabewerkt zelfverdichtend beton wordt het verschil tussen faalmechanisme 4 (vloeien koppelwapening) en de faalmechanismen 1 - 3 groter omdat in het oorspronkelijke ontwerp alleen uitgegaan is van faalmechanisme 4. De wapening is hierop zodoende aangepast en dit faalmechanisme is onafhankelijk van type beton, nabewerkingswijze en lengte koppelstaven t.o.v. plaatsing tralieliggers. Door toepassing van een hoger element is de toename in benodigde diameter en lengte van de koppelstaven voor faalmechanisme 4 beperkt. Daarentegen neemt door toepassing van zelfverdichtend beton zonder nabewerking de afschuifcapaciteit van een voeg af en wordt tevens het effectieve oppervlak kleiner door toepassing van gewichtsbesparende elementen. Dit resulteert in een naar verhouding lagere toelaatbare trekspanning in de koppelstaven voor faalmechanisme 2. Door de naar verhouding beperkte toename van de effectieve lengte zal ook faalmechanisme 3 minder toenemen. De toegenomen vloerdikte zal wel resulteren in een toename van het eigengewicht wat weer van invloed is op de benodigde weerstand. Dit resulteert in de lage waarden voor de betrouwbaarheidsindex. Bij geval 11 neemt door het toepassen van traditioneel beton zonder gewichtsbesparende elementen de benodigde wapening voor

faalmechanisme 4 meer toe (grotere diameter en langere koppelstaven) waardoor ook faalmechanisme 2 en 3 naar verhouding meer toenemen en het geheel minder kritisch wordt. Dit resulteert in een hogere betrouwbaarheidsindex ten opzichte van geval 10 en 12.

- Bij alle gevallen geldt dat de vloerconstructies een aanzienlijk hogere betrouwbaarheidsindex laten zien na 5 of 10 jaar succesvol te hebben gefunctioneerd, zie de figuren 8.2 en 8.3. Voor  $n = 0$  kijken we alleen naar bewezen sterkte in de tijd van één vloer, voor  $n = 1$  kijken we naar de vloer in één gebouw (namelijk het gebouw waar die vloer zich in bevindt) en bij  $n > 1$  naar vloeren in meerdere gebouwen. De verschillen tussen 5 of 10 jaar zijn klein, vooral in de eerste levensjaren neemt de betrouwbaarheid toe. Doordat nadere informatie beschikbaar is uit het succesvol presteren worden de ongunstige trekkingen uit de sterktefunctie met de grote spreiding uit de experimenten wat beperkt. In termen van rekenwaarden: als gevolg van de beperking van de spreiding mogen rekenwaarden zijn gebruikt welke dichter bij de gemiddelde sterktes liggen.
- De vloerconstructies hebben een grotere betrouwbaarheid als bekend is dat  $n$  gelijksoortige vloeren óók succesvol hebben gepresteerd. Zie de figuren 8.1 - 8.3 voor  $n \geq 1$ .
- Bij een succesvol doorstane levensduur van 5 jaar voldoen bij de beschouwde gevallen de vloeren aan de CC2 afkeureis uit NEN 8700 op basis van bewezen sterkte van alleen de eigen vloer behalve voor de gevallen 5, 10 en 12. Geval 5 voldoet bij  $n = 2$ . Naar verwachting zijn er meer dan 2 gebouwen uitgevoerd conform geval 5, dus daarmee voldoet ook geval 5 aan de CC2 afkeurgrens. Bij gevallen 10 en 12 is het aantal benodigde vergelijkbare gebouwen 4 of hoger en het is niet met zekerheid bekend of een dergelijke aantal gebouwen ook voorkomt in Nederland.
- Bij een succesvol doorstane levensduur van 10 jaar voldoen alle vloeren op basis van bewezen sterkte van alleen de eigen vloer aan de CC2 afkeureis behalve de gevallen 10 en 12. Voor de gevallen 10 en 12 zijn 3 gelijksoortige gebouwen nodig die succesvol hebben gepresteerd. Het is niet met zekerheid bekend of een dergelijke aantal gebouwen ook voorkomt in Nederland.

Indien een gebouw buiten gebruik is tot het moment van beoordelen is er ook geen mogelijkheid om sterkte te bewijzen geassocieerd met de veranderlijke belasting. Dit daar een zekere mate van opgetreden veranderlijke belasting in de beschouwing meegenomen wordt welke alleen optreedt als het gebouw ook daadwerkelijk gebruikt is. Om de invloed van deze situatie te bepalen is in de betrouwbaarheidsberekening van de vloer onder beschouwing de veranderlijke belasting op nul gezet in de eerste 10 jaar van de analyse. Bij het in rekening brengen van het effect van de bewezen sterkte door andere gebouwen is geen aanpassing gedaan daar waar voor deze ervan is uitgegaan dat deze wel in gebruik zijn genomen. De resultaten voor deze situatie zijn gegeven in figuur 8.4.



Figuur 8.4: Betrouwbaarheidsindex in periode 10-25 jaar voor randveld met leegstand in eerste 10 jaar.

Uit figuur 8.4 volgt dat geval 5 voldoet voor  $n = 7$  en gevallen 10 en 12 voor  $n \approx 10$ . Er is dus meer informatie benodigd met betrekking tot de aantallen succesvol presterende gebouwen. Naar verwachting zijn er geen 7 gebouwen uitgevoerd conform geval 5 welke tot het moment van beoordelen 10 jaar leeg gestaan hebben. Daarmee voldoet geval 5 bij leegstand niet aan de CC2 afkeurgrens. De gevallen 10 en 12 voldoen niet omdat naar waarschijnlijk er geen 10 vergelijkbare gebouwen aanwezig zijn in Nederland. Bij de andere gevallen (1-4, 6, 7, 8, 9 en 11) voldoen al onder bewezen sterkte door eigen gewicht.

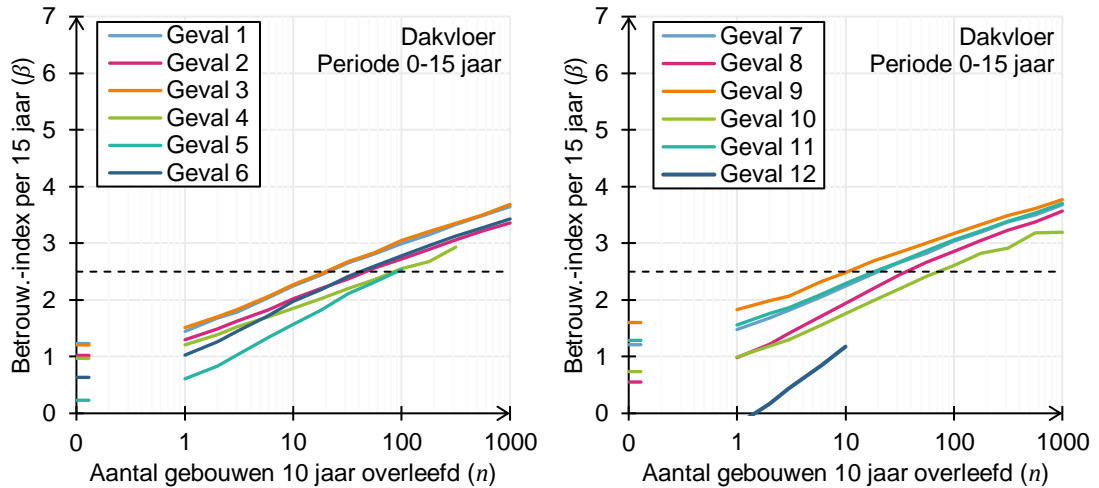
### 8.3 Randveld dakvloer

Voor dakvloeren gelden andere belastingen zoals sneeuw. Voor deze vloeren wordt ook expliciet rekening gehouden met opgelegde vervormingen door of temperatuurverschil of ten gevolge van een krimpgradiënt (zie hoofdstuk 6). Daarnaast wordt er in plaats van 30 vloervelden per gebouw 5 vloervelden beschouwd als het aantal dat de eerste 5 of 10 jaar heeft overleefd. Er wordt in de dakvloeren een onderscheid gemaakt tussen de volgende typen:

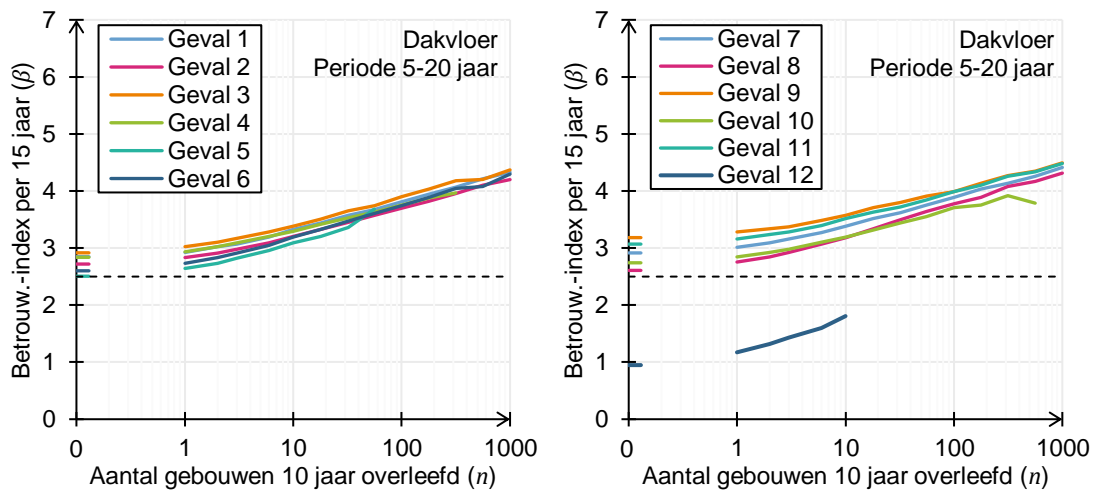
- Geïsoleerde dakvloeren onderhevig aan krimp. De krimpgradiënt treedt op in de eerste jaren van de levensduur en is na ongeveer 10 jaar grotendeels verdwenen. De sneeuwbelasting wordt niet meegenomen in de eerste 10 jaar van analyse, omdat redelijkerwijs niet kan worden aangenomen dat in de afgelopen 10 jaar de daken elk jaar belast geweest zijn met sneeuw overeenkomstig het statistisch model. Deze situatie is van toepassing op de gevallen 1 t/m 11.
- Dakvloeren direct onderhevig aan zinstraling. In de probabilistische analyse wordt de grenstoestand bepaald voor de maximale belasting inclusief temperatuurverschil of inclusief sneeuwbelasting – maar niet tezamen. Deze situatie is alleen van toepassing op geval 12 om dat dit alleen het geval is bij parkeergarages.

De resultaten van de dakvloeren zijn gegeven in figuur 8.5 t/m figuur 8.7. Voor de gevallen 1 t/m 11 is de betrouwbaarheid in de periode 0-15 jaar laag door de aanwezigheid van de relatief grote belasting volgende uit krimp in de eerste 10 jaar. In de periodes daarna is de betrouwbaarheid hoger doordat de bewezen sterkte

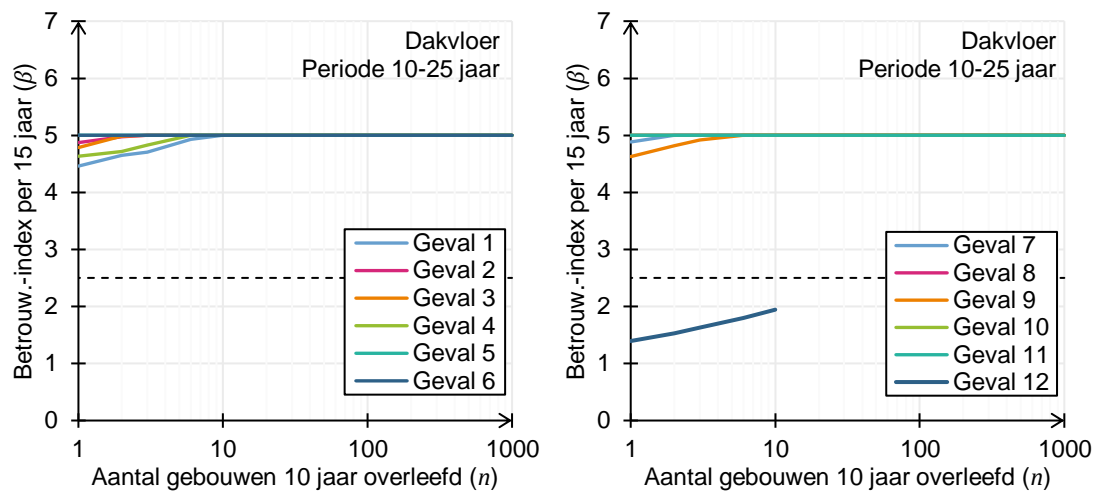
groot is als de relatief grote krimpbelasting eenmaal overleefd is. De betrouwbaarheid is in de grafieken afgesneden op de waarde  $\beta = 5$ . Voor geval 12 is de betrouwbaarheid in alle periodes lager. Dit komt door de significante invloed van de temperatuurbelasting welke voortdurend aanwezig is in de levensduur van de constructie.



Figuur 8.5: Betrouwbaarheidsindex dakvloer in periode 0-15 jaar.



Figuur 8.6: Betrouwbaarheidsindex dakvloer in periode 5-20 jaar.



Figuur 8.7: Betrouwbaarheidsindex dakvloer in periode 10-25 jaar.

Uit figuur 8.5 t/m figuur 8.7 blijkt dat na 5 jaar succesvol presteren alle geïsoleerde dakvloeren welke onderhevig zijn aan de krimpgradiënt voldoen aan de CC2 afkeurgrens. Alleen in geval 5 is hierbij 1 vergelijkbaar gebouw benodigd. Alle overige gevallen voldoen op basis van bewezen sterkte van alleen de eigen vloer. Na 10 jaar succesvol presteren is de betrouwbaarheid van alle geïsoleerde dakvloeren ruim groter dan de afkeurgrens op basis van bewezen sterkte van alleen de eigen vloer.

Vloeren welke onderhevig zijn aan directe inwerking van de zon hebben een te lage betrouwbaarheid, ook na 10 jaar succesvol presteren, daarbij is er een grote waarde van  $n$  nodig als informatiebasis, deze is echter niet beschikbaar in Nederland.

#### 8.4 Overzicht resultaten

Een probabilistische analyse van een maatgevend randveld leert dat de betrouwbaarheid van de vloerconstructie laag is op basis van alléén de informatie uit de experimenten. Het meenemen van bewezen sterkte van de te beoordelen vloer en van niet bezwaken soortgelijke vloeren in de tijd zorgt voor de meeste typische detailleringen tot voldoende betrouwbaarheid in relatie tot het CC2 afkeurniveau.

Alleen de gevallen 10 en 12 voldoen niet aan de gestelde afkeureis voor CC2; met betrekking tot de informatie uit bewezen sterkte geldt dat er mogelijk te weinig gebouwen in Nederland gebouwd zijn én succesvol hebben gefunctioneerd met deze gevallen breedplaatvloeren.

Geval 5 voldoet niet in geval een gebouw wordt beoordeeld na leegstand.

Het effect van opgelegde vervormingen is ook beschouwd voor geïsoleerde dakvloeren, ook daar is de betrouwbaarheid op basis van experimenten laag, maar na een bewezen succesvol functioneren van 5 of 10 jaar is de vloer ruim voldoende veilig.

Voor direct door zonlicht bestraalde dakvloeren is op basis van de bewezen sterkte analyse de vereiste betrouwbaarheid niet aan te tonen.

Opmerking: Direct door zonlicht bestraalde vloeren zijn in de regel parkeerdekken en daarom hier alleen met een overspanning van 15 m beschouwd. Mogelijk is voor kleinere overspanning de betrouwbaarheid wel op basis van een bewezen sterkte analyse aan te tonen, dit is echter niet onderzocht.

In hoofdstuk 9 wordt nader gezien in een gevoeligheidsstudie wat de effecten zijn van verschillende variaties en aannamen op de hierboven verkregen waarden voor de betrouwbaarheid.

## 9 Resultaten gevoeligheidsstudie

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de gevoeligheidsstudies besproken. Bij het afleiden van het model voor de betrouwbaarheid zijn op een aantal punten parameterwaarden voorgesteld welke soms niet geheel zeker te bepalen zijn op basis van de beschikbare informatie.

Het betreft:

- De invloed van de vloerbelasting.  
Bij het ontwerp is gekozen voor een bepaalde karakteristieke vloerbelasting. Echter het gebruik is onzeker, gebouwen kunnen ook lichter zijn belast. Dit is van invloed op de bewezen sterkte, zie paragraaf 9.1.
- De ductiliteit van de voegdetaillering.  
In hoofdstuk 7 is een model gepresenteerd en zijn parameterwaarden afgeleid uit de experimenten. Als gevoeligheidsstudie wordt de ductiliteit een keer significant lager en hoger gekozen, zie paragraaf 9.2.
- In uitzonderingssituaties zouden statisch bepaald opgelegde vloervelden kunnen voorkomen, zie paragraaf 9.3.
- De invloed van mogelijk opgetreden zettingen bij de ingestorte parkeergarage bij Eindhoven Airport wordt onderzocht (bijlage C), zie paragraaf 9.4.
- De invloed van meerdere naden in één overspanning wordt onderzocht, zie paragraaf 9.5.
- In de gevallen in hoofdstuk 8 is er aangenomen dat wanneer er traditioneel beton is toegepast er ook nabewerking (opruwing) heeft plaatsgevonden van de breedplaat. Om de gevoeligheid te onderzoeken naar het wel of niet nabewerken is voor een tweetal gevallen de berekening opnieuw uitgevoerd voor een niet nabewerkt oppervlak, zie paragraaf 9.6.
- De mate van herverdeling naar het steunpunt binnen een vloerveld, zie paragraaf 9.7.
- De diameter van de tralieligger in de breedplaat, zie paragraaf 9.8.

In paragraaf 9.9 wordt de opbouw van de betrouwbaarheidsberekening uitgesplitst naar de verschillende bijdragen. In paragraaf 9.10 wordt het effect van het meenemen van de proefbelastingen toegelicht. Dit betreffen beide gevoeligheidsanalyses om de keuzes in het model na te lopen. In paragraaf 9.11 wordt de invloed van het twee maal meerekenen van de instorting van Eindhoven Airport besproken.

In paragraaf 9.12 worden de resultaten samengevat en besproken.

### 9.1 Invloed vloerbelasting

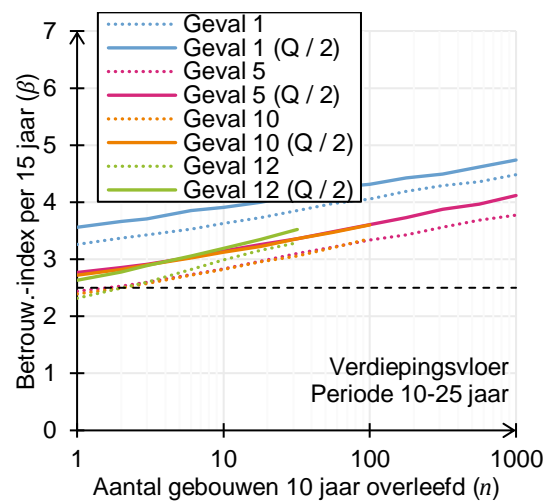
In de bewezen sterkte analyse zijn de belastingen die constructies reeds ondergaan hebben belangrijk, daar zij de bewezen sterkte in hoge mate bepalen. Daartoe kan het aannemen van een lagere (gebruiks)belasting juist een veiligere keuze zijn. Het kan bijvoorbeeld zijn dat momentane belasting nu lager ligt dan in het model is aangenomen (bijvoorbeeld het reguliere gebruik) doch dat de extreme



belasting (bijvoorbeeld een verhuisbelasting) wel overeenkomt met het in de norm voorgeschreven niveau.

De belasting is uiteraard ook van toepassing bij het berekenen van de betrouwbaarheid nadat de bewezen sterkte is verdisconteerd, de situatie ná bijvoorbeeld 10 jaar bewezen sterkte.

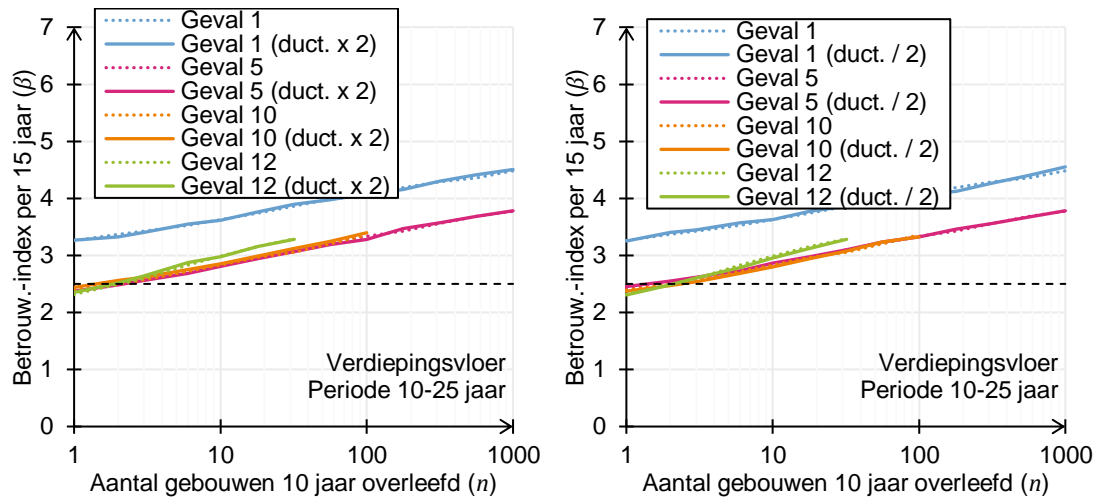
Er wordt in deze gevoeligheidsanalyse daarom gerekend met de helft van de waarde van het gemiddelde 5-jaars maximum voor de veranderlijke belasting zoals in hoofdstuk 6 beschreven. Voor de kantoorbelasting komt dit neer op 0,6 kN/m<sup>2</sup> en voor de parkeerbelasting op 0,95 kN/m<sup>2</sup>. Uit de berekeningsresultaten komt naar voren dat een lager gemiddelde van de veranderlijke belasting tot een hogere betrouwbaarheid leidt (figuur 9.1), met andere woorden de invloed op de bewezen sterkte is kleiner dan de negatieve invloed op de faalkans. Daarom wordt dit aspect in de gevoeligheidsstudie niet verder beschouwd.



Figuur 9.1: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van de veranderlijke belasting.

## 9.2 Invloed ductiliteit

In de berekening van de capaciteit van het statisch onbepaalde randveld wordt een plastische berekening gemaakt, waarbij de ductiliteit van de naad van belang is. Daarnaast wordt er in de bepaling van de rotatiecapaciteit uitgegaan van een continue kromming of knik (V-vorm) – verbonden aan een factor 1,0 of 0,5 voor de ductiliteit (zie hoofdstuk 7). Zodoende is het dus van belang om na te gaan wat de invloed van de ductiliteit op de betrouwbaarheid is. Hiertoe is het gemiddelde van de verdeling voor  $\mu - 1$  een keer met 2 vermenigvuldigd en daarna een keer gedeeld door 2. Uit de resultaten (figuur 9.2) komt naar voren dat de invloed van de ductiliteit erg klein is. Zowel bij het vergroten en het verkleinen van de ductiliteit wordt voor het randveld ongeveer dezelfde betrouwbaarheid berekend. De verwachting is dat de betrouwbaarheid bij een ductiliteit van nul ook ongeveer dezelfde zal zijn. Daarom wordt niet verder ingegaan op deze parameter in de gevoeligheidsstudie.



Figuur 9.2: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van de ductiliteit.

### 9.3 Statisch bepaalde vloervelden

In uitzonderlijke gevallen zou er lokaal bij vloeren waarbij ter plaatse van naden (voegen) tussen breedplaatvloeren sprake is van een primaire krachtsoverdracht sprake kunnen zijn van een statisch bepaald opgelegd vloerveld, b.v. bij een vide. Vanuit het oogpunt van robuustheid is dit onwenselijk. In de regel is hierbij in een richting echter sprake van aangrenzende vloervelden welke door middel van wapening zijn gekoppeld. In de richting loodrecht hierop is dan vaak een randbalk of versterkte strook toegepast waardoor er ook in die richting niet 100% sprake is van een statisch bepaald systeem. Zuiver statisch bepaalde vloervelden zonder mogelijkheid voor herverdeling komen zodoende weinig tot niet voor.

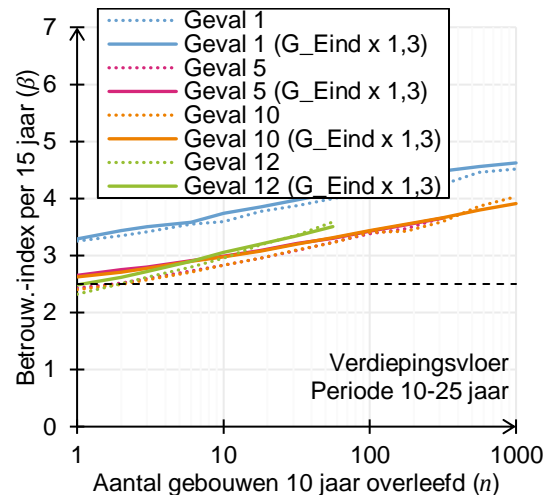
Opmerking: indien een vloerveld als statisch bepaald veld destijds is ontworpen zal dit in de regel geleid hebben tot een hogere vloerconstructie en meer benodigde wapening in het veldmidden resulterend in koppelstaven met een grotere diameter. In Bijlage D zijn deze nader onderzocht en doorgerekend. Het blijkt dat de rekenregels voor de koppelwapening zoals deze tot medio 2017 zijn toegepast in deze gevallen niet leiden tot koppelstaven die niet voldoende doorsteken tot achter de tralie (alleen het 'betere' detail I is aanwezig). Met uitzondering van vloervelden > 8 m uitgevoerd in zelf verdichtend beton zonder nabewerking met gewichtsbesparende elementen zijn de berekende betrouwbaarheden in Bijlage D dan ook alle hoger dan de afkeurgrens voor CC2.

Hoewel deze situaties naar verwachting niet of nauwelijks voorkomen en ze mogelijk rekenkundig voldoen aan de betrouwbaarheidseis voor het CC2 afkeurniveau dient er toch bijzondere aandacht te worden besteed aan de vloeren of vloerdelen die een statisch bepaald karakter hebben, daar voor dergelijke vloeren niet op een herverdeling van momenten kan worden gerekend. Tenzij aangetoond kan worden dat faalmechanisme 4 (vloeien van de koppelwapening) met voldoende betrouwbaarheid het bepalende faalmechanisme is, voldoen de statisch bepaalde vloeren of vloerdelen niet vanuit constructief oogpunt.

### 9.4 Zettingen bij Eindhoven Airport

Om het mogelijke effect van lokale zettingen te simuleren voor het falen van naast de zetting gelegen vloervelden bij de parkeergarage Eindhoven Airport (zie bijlage C.5) is de tijdsafhankelijke belasting ( $G_b + G_o$ ) van geval "Falen Eindhoven" vermenigvuldigd met een factor 1,3. De verhoogde belasting wordt gebruikt voor de ingestorte dakvloer en voor de niet bezweken tussenvloeren van de parkeergarage.

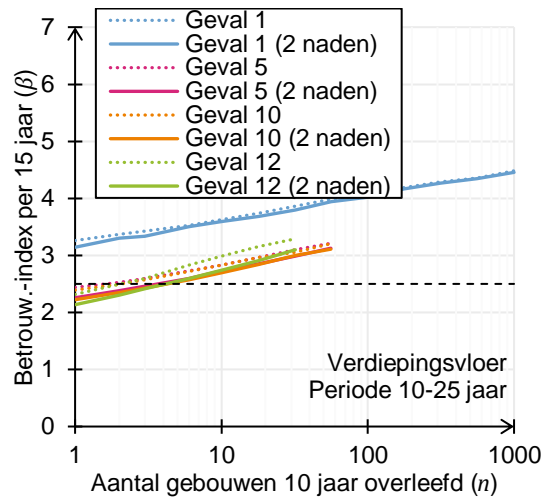
Voor andere vloeren in andere gebouwen (zie hoofdstuk 3) is geen verhoging van de belasting toegepast. Uit de resultaten (figuur 9.3) blijkt dat er een iets hogere betrouwbaarheid wordt gevonden, maar de verschillen zijn klein. De mogelijke invloed van de zettingen op het falen van de vloeren in de parkeergarage is daarmee niet relevant voor de uitkomst van het onderhavige onderzoek en is daarom niet verder onderzocht.



Figuur 9.3: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van de zettingen bij Eindhoven Airport.

## 9.5 Meer kritische naden bij grote overspanningen

In de berekeningen is aangehouden dat de naad van het randveld zich bevindt nabij het punt waar het maximale veldmoment optreedt. Echter, bij grotere overspanningen van de vloer zullen zich meerdere naden bevinden in de zone met positieve momenten. Op het moment dat de detaillering is aangepast aan de op dat punt geldende spanningen kan het voorkomen dat er meerdere naden zijn welke kritisch zijn (allen  $UC \approx 1$ ). Om de invloed te bepalen van een extra kritische naad zijn in deze gevoeligheidsanalyse twee keer de materiaaleigenschappen en de parameters voor de modelonzekerheid willekeurig getrokken. Daarna wordt ook met deze weerstand  $R$  weer opnieuw getest of falen optreedt ( $Z < 0$ ). Op deze wijze worden twee statistisch onafhankelijke naden gemodelleerd – de belasting blijft juist wel volledig afhankelijk. De tweede naad is voor de bestudeerde vloer aangenomen alsook voor het geval Eindhoven. Het effect van een tweede naad is beperkt, er is ongeveer een reductie in de betrouwbaarheidsindex van 0,1-0,2 (figuur 9.4).



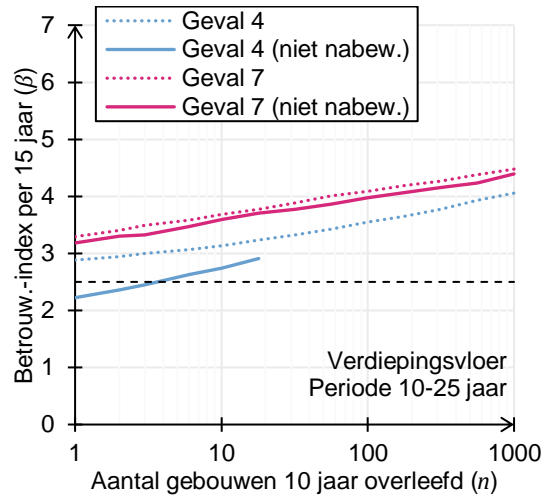
Figuur 9.4: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van twee naden.

Het blijkt dus dat de aanwezigheid van 2 (of meer) naden in de hoofdoverspanning de betrouwbaarheid zeer beperkt verlaagt. Dit maakt de vloeren met grote overspanningen kritischer, maar het effect is beperkt.

## 9.6 Invloed nabewerking bij traditioneel beton

In de beschrijving van de gevallen in hoofdstuk 5 is er aangenomen dat wanneer er traditioneel beton is toegepast er ook nabewerking heeft plaatsgevonden – met uitzondering van geval 8 (deze heeft ook gewichtsbesparende elementen). Om de gevoeligheid te onderzoeken naar het wel of niet nabewerken is voor de gevallen 4 (detail III) en 7 (detail II) de berekening opnieuw uitgevoerd voor een niet nabewerkt oppervlak. Uit de resultaten van figuur 9.5 blijkt dat de invloed groot is, met name voor geval 4. Waar eerst de betrouwbaarheid ruim voldoende was zonder informatie uit andere goed presterende gebouwen is nu bij geval 4 de informatiebasis van 4 goed presenterende gebouwen benodigd. Voor geval 7 (detail II) is het effect minder groot en de verwachting is dat dit ook zal gelden voor de gevallen 9 en 11 omdat daar sprake is van detail I en er veel minder een beroep wordt gedaan op faalmechanisme 1.

Hierbij dient opgemerkt te worden dat combinatie van traditioneel beton en niet nabewerkt in de beschikbare proeven niet voorkwam voor detail III, het detail zonder doorsteken van de koppelwapening. Faalmechanisme 1 is zodoende voor de invloed van wel of niet nabewerken en traditioneel beton niet voor dit detail gekalibreerd. De invloed van de oppervlakte ruwheid ( $C_{v1}$ ) is zodoende gebaseerd op de in de normen voor andere situaties gevonden waarden waarvan bekend is dat voor glad en zeer glad deze conservatief is. De combinatie van de gevonden hoge spreiding voor de correctiefactor  $\alpha_1$  met een conservatieve inschatting van  $C_{v1}$  is daarom waarschijnlijk erg conservatief. De berekende waarden voor de betrouwbaarheid zullen daarom naar verwachting iets hoger liggen, echter dit is pas definitief vast te stellen na het uitvoeren van experimenten voor precies de gevallen 4 en 5 zonder nabewerking.



Figuur 9.5: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van het niet nabewerken bij traditioneel beton.

## 9.7 Gedeeltelijk ingeklemd randveld

In de schematisering van een randveld is uitgegaan van een volledig ingeklemde oplegging aan één zijde. Uit de elastische analyse volgt dat het resulterende inklemmingsmoment een grootte heeft van  $1/8 qL^2$ . In de werkelijkheid kan de inklemming gedeeltelijk zijn, zodoende wordt hier van een gereduceerde waarde van  $1/10 qL^2$  voor het inklemmingsmoment uitgegaan.

De schematisering wordt aangepast van een inklemming aan één zijde naar een rotatieveer. De bijbehorende randvoorwaarde  $\varphi(0) = 0$  wordt daartoe gewijzigd naar  $M(0) = k_r \varphi(0)$ . De stijfheid van de rotatieveer kan worden bepaald door te stellen  $M(0) = -1/10 qL^2$ , hieruit volgt  $k_r = 12EI/L$ . De locatie van het maximale veldmoment wordt gevonden via  $M'(x) = 0$  als  $x = 3/5 L$ . Het moment heeft daar als waarde  $M(3/5 L) = 2/25 qL^2$ . De kromming ten gevolge van het temperatuurverschil  $\kappa_t = \alpha \Delta T/h$  wordt wederom meegenomen in de formulering door te stellen  $\kappa(x) = \varphi'(x) + \kappa_t$ . De toename in het veldmoment is hierdoor  $12/25 EI \alpha \Delta T/h$  terwijl de reductie van het steunpuntsmoment  $6/5 EI \alpha \Delta T/h$  is. De hieruit volgende elastische grenstoestandsfuncties voor het veldmoment en het (absolute) steunpuntsmoment zijn, respectievelijk:

$$Z_1 = \theta_R M_{Rv} - \theta_E \left( \frac{2}{25} qL^2 + \frac{12}{25} EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \quad (9.1a)$$

$$Z_2 = \theta_R M_{Rs} - \theta_E \left( \frac{1}{10} qL^2 - \frac{6}{5} EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \quad (9.1b)$$

De maximale plastische capaciteit is afhankelijk van de locatie van het plastische scharnier. De lengte van het rechterdeel verandert van  $\alpha L = 3/8 L$  naar  $\alpha L = 2/5 L$ , en daarmee wordt de eerste plastische grenstoestandsfunctie:

$$\begin{aligned} Z_1 &= \theta_R \left( M_{pv} + \frac{2}{5} M_{ps} \right) - \theta_E \left( \frac{3}{25} qL^2 \right) \\ &= \theta_R (M_{pv} + 0,4 M_{ps}) - \theta_E (0,12 qL^2) \end{aligned} \quad (9.2)$$

Om de grens van de plastische vervorming te bepalen wordt de randvoorwaarde  $\varphi_1(0) = 0$  gewijzigd naar  $M_1(0) = k_r \varphi_1(0)$  en locatie van het plastische scharnier gewijzigd van  $x = 5/8 L$  naar  $x = 3/5 L$ . Na het bereiken van de elastische

capaciteit in het veld leidt een verdere belastingstoename ( $\Delta q$ ) tot de hoekverdraaiing (plastische rotatie):

$$\varphi_v = \theta + \phi = |\varphi_1(3/5 L)| + |\varphi_2(0)| = \frac{5}{24} \frac{\Delta q L^3}{EI} \quad (9.3)$$

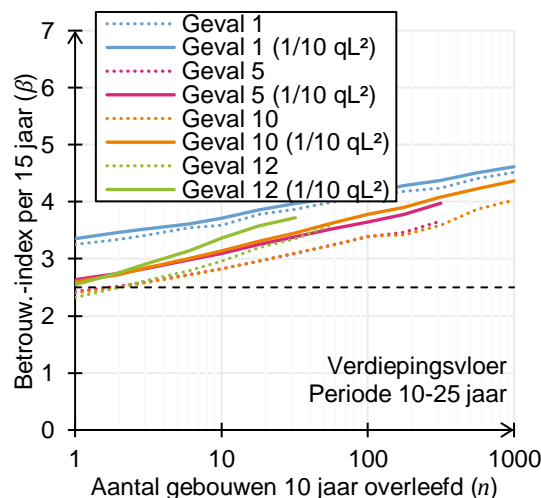
Indien de rotatiecapaciteit gegeven is kan de maximale toename van de verdeelde belasting worden uitgedrukt als  $\Delta q = 24/5 \varphi_{cv} EI / L^3$ . Opgeteld bij de elastische capaciteit volgt de totaal toelaatbare belasting als:

$$\begin{aligned} \frac{25 M_{pv}}{2 L^2} + \frac{24 \varphi_{cv} EI}{5 L^3} &= q \\ M_{pv} + \frac{48 \varphi_{cv} EI}{125 L} &= \frac{2}{25} q L^2 \end{aligned} \quad (9.4)$$

Deze vergelijking kan worden opgeschreven als grenstoestandfunctie, inclusief de invloed van een temperatuurverschil en de modelonzekerheden:

$$\begin{aligned} Z_2 &= \theta_R \left( M_{pv} + \frac{48 \varphi_{cv} EI}{125 L} \right) - \theta_E \left( \frac{2}{25} q L^2 + \frac{12}{25} EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \\ &= \theta_R \left( M_{pv} + 0,384 \frac{\varphi_{cv} EI}{L} \right) - \theta_E \left( 0,08 q L^2 + 0,48 EI \frac{\alpha \Delta T}{h} \right) \end{aligned} \quad (9.5)$$

De resultaten met de aangepaste schematisering zijn vergeleken voor gevallen 1, 5, 10 en 12 met de eerdere resultaten in figuur 9.6. Er worden iets hogere betrouwbaarheidsindices berekend. Daarom wordt dit aspect uit de gevoeligheidsstudie niet nader onderzocht.



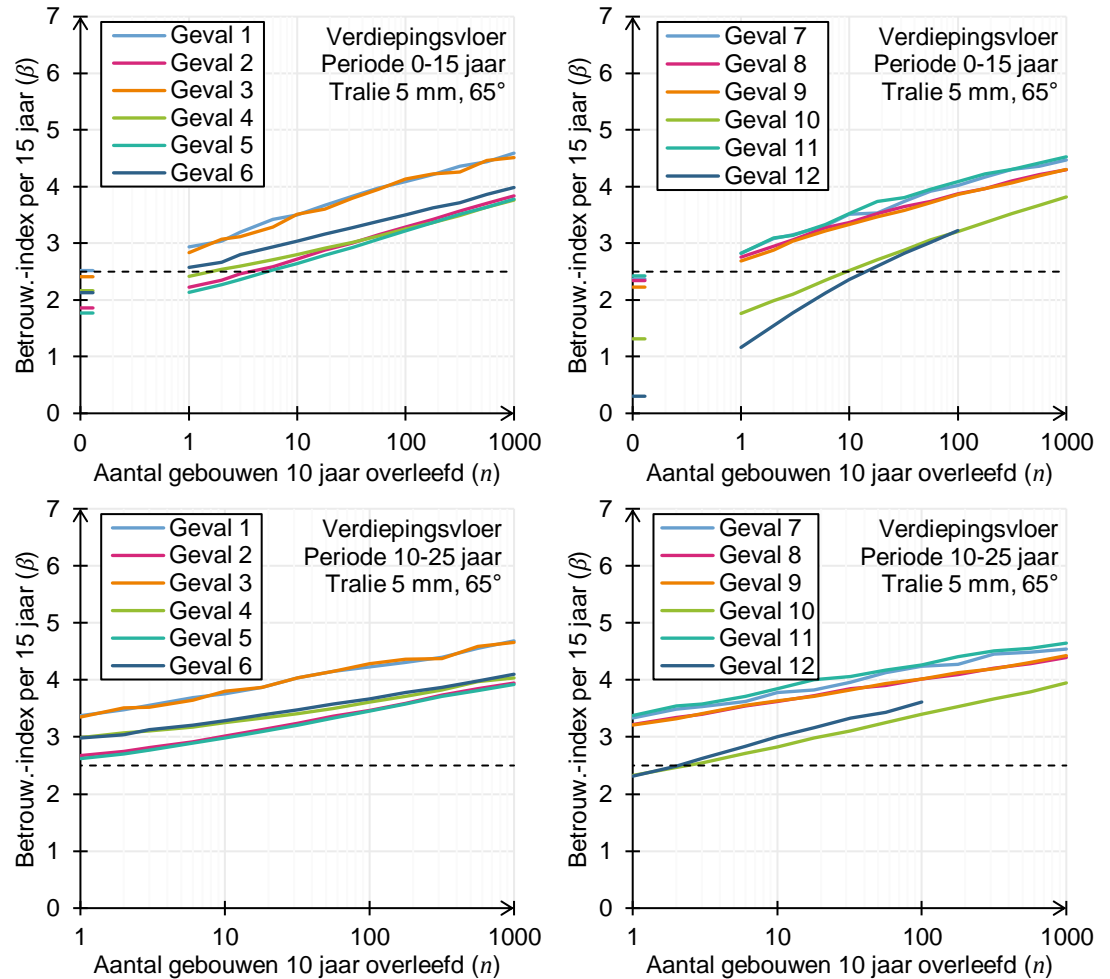
Figuur 9.6: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van gedeeltelijk ingeklemd randveld.

## 9.8 Diameter van de tralieligger in de breedplaat

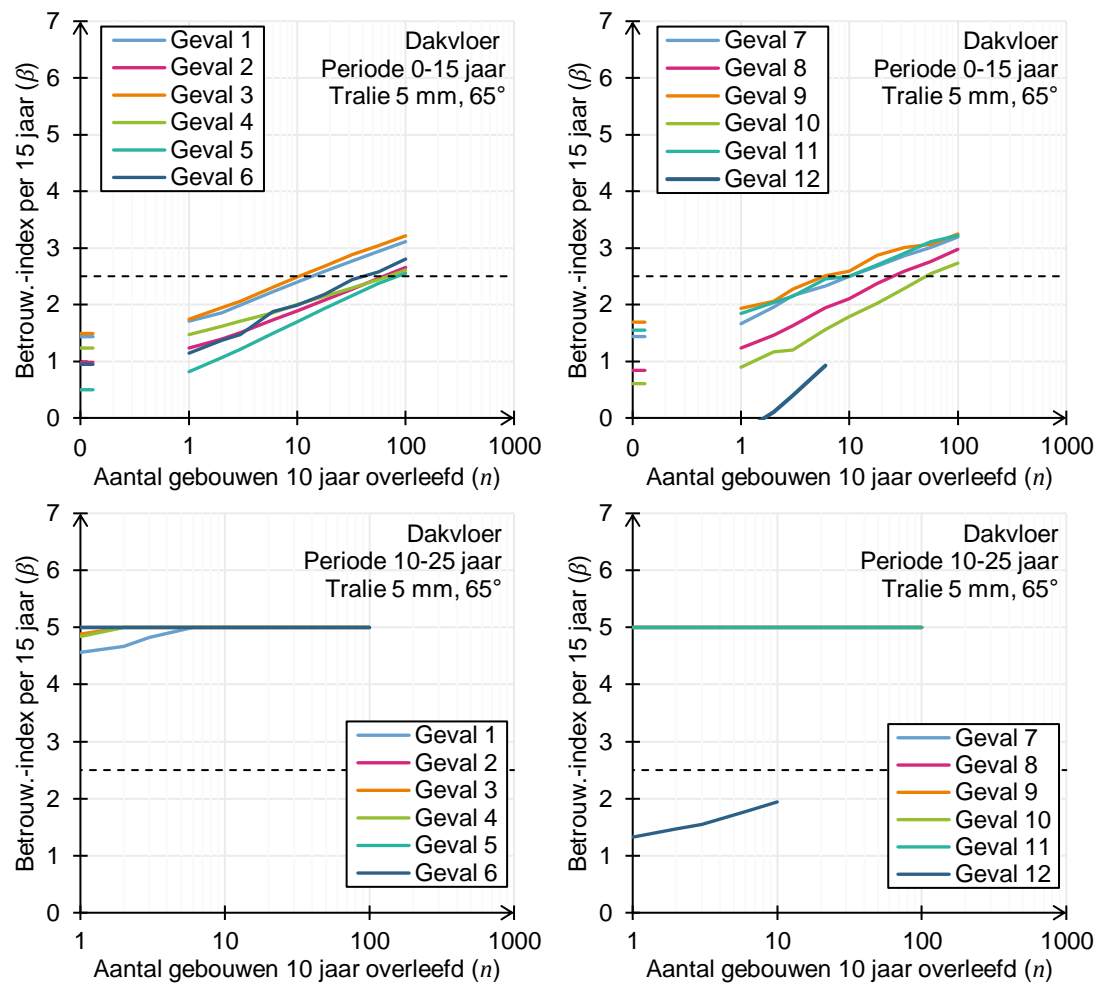
In deze gevoeligheidsstudie wordt een andere tralie gebruikt met een diameter van 5 mm en een hoek van 65°. Voor de rest zijn de parameters hetzelfde gehouden als die in hoofdstuk 8. De betrouwbaarheidsanalyses zijn herhaald voor alle gevallen.

Er is slechts een klein verschil in berekende betrouwbaarheid te zien in figuur 9.7 en figuur 9.8. Gevallen 2, 3, 6, 8, 9 en 10 komen iets lager uit in betrouwbaarheid (ongeveer 0,1). De aanpassing van de tralie leidt tot een lagere sterkte van mechanisme 2. Gevallen 4 en 5 ontlenen geen sterkte aan mechanisme 2 (en 3), zodoende is er geen invloed op het resultaat. Gevallen 1 en 11 worden gelimiteerd

in sterkte door mechanisme 4, een reductie van de capaciteit van mechanisme 2 maakt hierbij niet veel uit. Bij de dakvloer zijn resultaten zeer vergelijkbaar (de resultaten voor 100-1000 gebouwen zijn voor de dakvloer niet berekend). Omdat het effect beperkt is, is niet verder gekeken naar andere diameters van de tralieligger.



Figuur 9.7: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van een andere tralie op de verdiepingvloer.

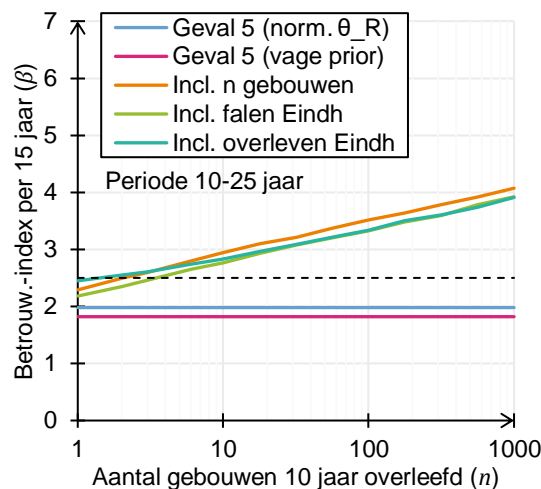


Figuur 9.8: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van een andere tralie op de dakvloer.

## 9.9 Opbouw berekening bewezen sterkte

In de berekeningen worden verschillende aandelen in de bewezen sterkte verwerkt. Om duidelijk te maken wat de invloed van een aandeel daarbij is, worden hier stap voor stap de diverse aandelen in de bewezen sterkte toegevoegd om de opbouw te laten zien (figuur 9.9).





Figuur 9.9: Opbouw van de berekening bewezen sterkte.

Ten eerste wordt het resultaat voor geval 5 berekend wanneer er met een ‘gebruikelijke’ verdelingsfunctie voor de modelonzekerheid  $\theta_R$  wordt gewerkt. In dit geval wordt er geen update uitgevoerd en heeft de lognormale stochast een gemiddelde  $m_{\theta_R} = 1$  en een variatiecoëfficiënt  $V_{\theta_R} = 0,05$ . De betrouwbaarheidsanalyse is tijdsafhankelijk dankzij de variabele belasting (en temperatuur), zodoende kan er ook hier de conditionele betrouwbaarheid in periode 10-25 jaar worden bepaald. (Dit is dus niet afhankelijk van het ‘updaten’ van de betrouwbaarheid via  $\theta_R$ .) De bewezen sterkte van het aantal gebouwen dat 10 jaar heeft overleefd is nog niet meegenomen, dus wordt er een horizontale lijn geplot.

Om de bewezen sterkte mee te nemen wordt er gebruikt gemaakt van een ‘vage prior’ verdeling voor  $\theta_R$ . Hierbij zijn het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt op hun beurt ook weer stochasten (paragraaf 7.3.2). Vervolgens kan de bewezen sterkte van het aantal gebouwen, het falen van de (dak)vloer parkeergarage Eindhoven en het overleven van de andere vloeren van de parkeergarage worden toegevoegd. Er is te zien dat het overleven van gebouwen waarin de bestudeerde vloer aanwezig is een gunstig effect heeft, maar het falen van de vloer Eindhoven juist een ongunstig effect. Het overleven van de andere vloeren van parkeergarage Eindhoven heeft alleen bij een klein aantal gebouwen een beperkt gunstige invloed.

## 9.10 Invloed van proefbelastingen

### 9.10.1 Algemeen

Uit tabel 5.2 volgt dat er met name proefbelastingen beschikbaar zijn voor vloeren met een overspanning tussen ca. 4-8 m waarbij, indien bekend, de koppelstaven in de naden tot voorbij de tralieligger steken. Dit zijn in hoofdstuk 8 niet de kritische vloervelden, deze voldoen aan de CC2 afkeurgrens.

In deze gevoeligheidsstudie wordt het effect van een hypothetische proefbelasting voor de gevallen 1, 5, 10 ( $Q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$ ) en 12 ( $Q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ) bekeken. De toegepaste belasting is bepaald als ratio van de karakteristieke belasting gebruikt bij het ontwerp van de vloer ( $\xi = Q_p/Q_k$ ). De ratio begint bij 0,2 en loopt op in stappen van 0,2 tot 1,6, zie tabel 9.1. De begin- en eindwaarde zijn arbitrair gekozen, met als enig doel inzicht te geven.

Tabel 9.1: Ratio en proefbelasting.

Ratio ( $\xi$ ) [-]	Proefbelasting geval 1, 5 en 10 ( $Q_p$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	Proefbelasting geval 12 ( $Q_p$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
0,2	0,8	-
0,4	1,6	-
0,6	2,4	-
0,8	3,2	1,6
1,0	4,0	2,0
1,2	-	2,4
1,4	-	2,8
1,6	-	3,2

In de probabilistische analyse is verondersteld dat de proefbelasting net na het tiende levensjaar is uitgevoerd. Vervolgens wordt de betrouwbaarheid in de periode 10-25 jaar berekend, onder voorwaarde dat de vloer succesvol 10 jaar aan gebruikelijke belastingen heeft doorstaan én de proefbelasting.

Het doel bij de proefbelasting is om een bepaald belastingeffect in de kritische doorsnede(n) te creëren. Echter, er is een bepaalde mate van onzekerheid in de daadwerkelijk aangebrachte belasting in de proef en ook in het uiteindelijk verkregen belastingeffect in de kritische doorsnede (de modelonzekerheid). De gebruikte stochasten om deze onzekerheden te modelleren zijn gegeven in tabel 9.2. De modelonzekerheid  $\theta_E$  is hetzelfde als voor de reguliere belastingen, de waarde is volledig gecorreleerd in de tijd. Er is in dit geval geen splitsing benodigd tussen een tijdsafhankelijk en tijdsafhankelijk deel van de belasting, zodoende heeft  $C_{0Q}$  de deterministische waarde 1,0. Voor de proefbelasting zelf is een normale verdeling aangehouden met relatief kleine spreiding, passend bij de gecontroleerde wijze waarop de belasting wordt aangebracht.

Tabel 9.2: Overzicht van stochasten gerelateerd aan de proefbelasting.

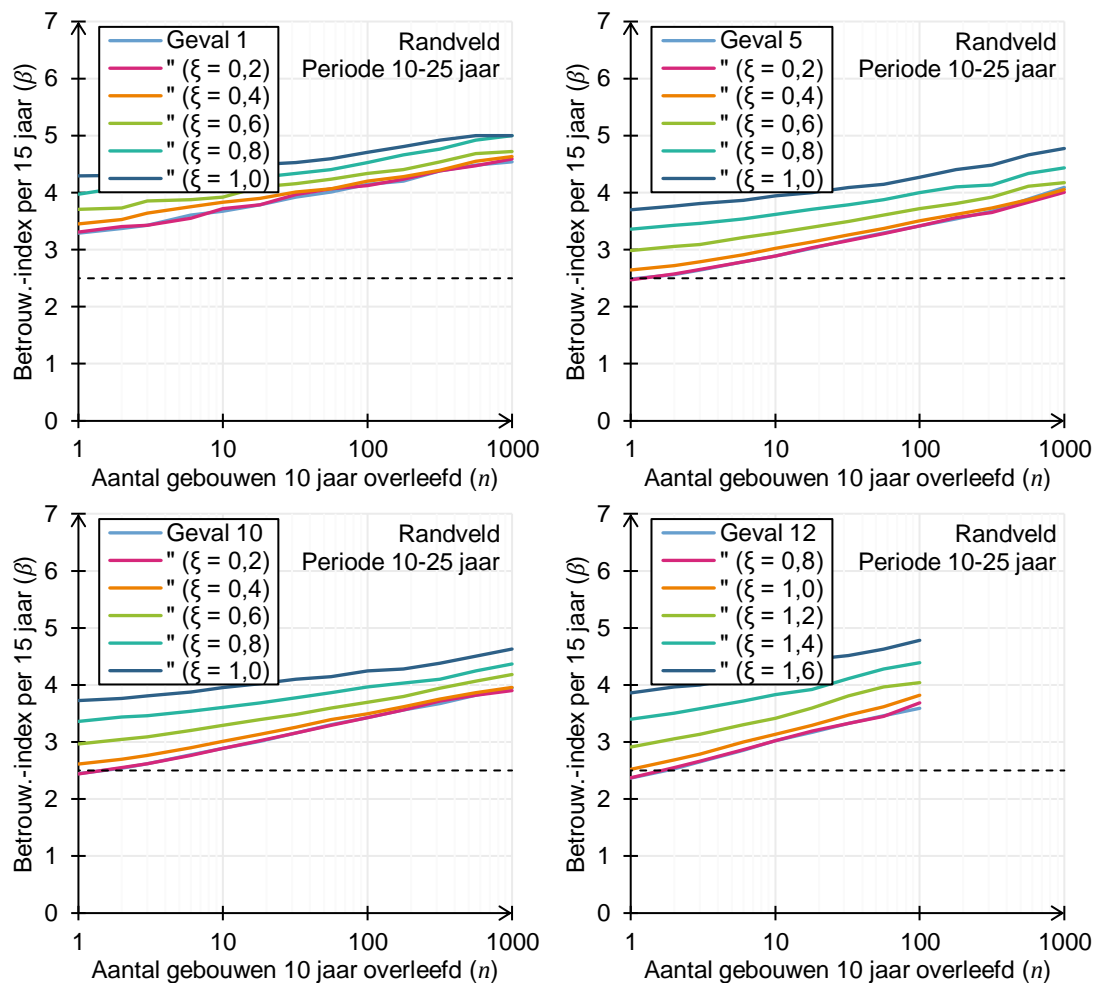
Var.	Beschrijving	Verdeling	Gemiddelde	Variatie-coëfficiënt
$\theta_E$	Modelonzekerheid belastingeffect	Lognormaal	1,0	0,1
$C_{0Q}$	Tijdsafhankelijke onzekerheid van de veranderlijke belasting	-	1,0	0
$Q_p$	Proefbelasting	Normaal	$\xi Q_k$	0,05

### 9.10.2 *Dezelfde vloer*

Er worden in deze gevoeligheidsstudie onderscheid gemaakt tussen het geval waarin de vloer onder beschouwing is proefbelast en het geval waarin er in één ander gebouw één andere vloer een proefbelasting heeft doorstaan. In deze paragraaf wordt het eerste geval beschouwd.

In figuur 9.10 is het resultaat van de betrouwbaarheidsanalyses voor de gevallen 1, 5, 10 en 12 weergegeven. Voor de gevallen 1, 5 en 10 ( $Q_k = 4,0$  kN/m<sup>2</sup>) is te zien dat bij het relatief kleine ratio 0,4 al een verbetering van de betrouwbaarheid optreedt (mits er geen falen optreedt bij de proefbelasting). Dit komt omdat de karakteristieke belasting vrij hoog is ten opzichte van de verwachte belasting, zie tabel 6.1. Voor geval 12 ( $Q_k = 2,0$  kN/m<sup>2</sup>) is een hogere ratio benodigd om een

verbetering van de betrouwbaarheid te zien. Dat komt omdat de karakteristieke waarde beter aansluit bij de stochastische gemodelleerde belasting.

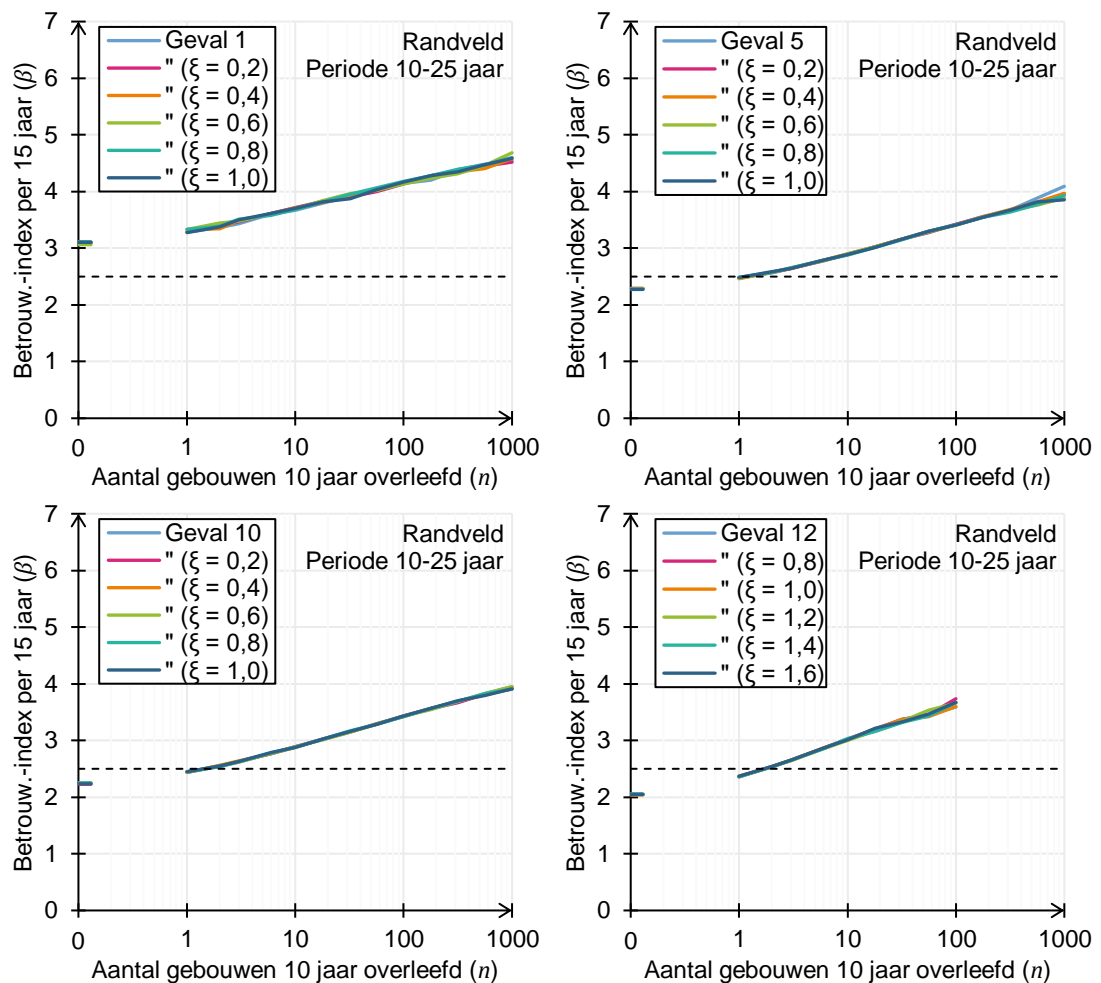


Figuur 9.10: Resultaat gevoeligheidsstudie proefbelasting dezelfde vloer.

### 9.10.3 Andere vloer

In deze paragraaf wordt het geval beschouwd waarin er één (gelijksoortige) vloer in één ander gebouw succesvol een proefbelasting heeft doorstaan. Het geval waarbij een vloer uit hetzelfde gebouw is proefbelast bestaat ook, maar wordt hier niet beschouwd. Om deze reden wordt er hier ook weer rekening gehouden met de situatie waarbij er geen (0) andere gebouwen zijn.

In figuur 9.11 is het resultaat van de betrouwbaarheidsanalyses voor de gevallen 1, 5, 10 en 12 weergegeven. Er is te zien dat een succesvolle proefbelasting nauwelijks effect heeft op de betrouwbaarheid van de vloer onder beschouwing. Er is gekozen om dezelfde ratio's toe te passen als in de voorgaande paragraaf zodat de gevallen vergelijkbaar zijn. Het zou kunnen dat er bij nog hogere belastingen, of een groter aantal gebouwen waarin een proefbelasting is uitgevoerd, er wel een effect zichtbaar wordt. Met oog op de geringe praktische haalbaarheid is dit niet verder beschouwd.



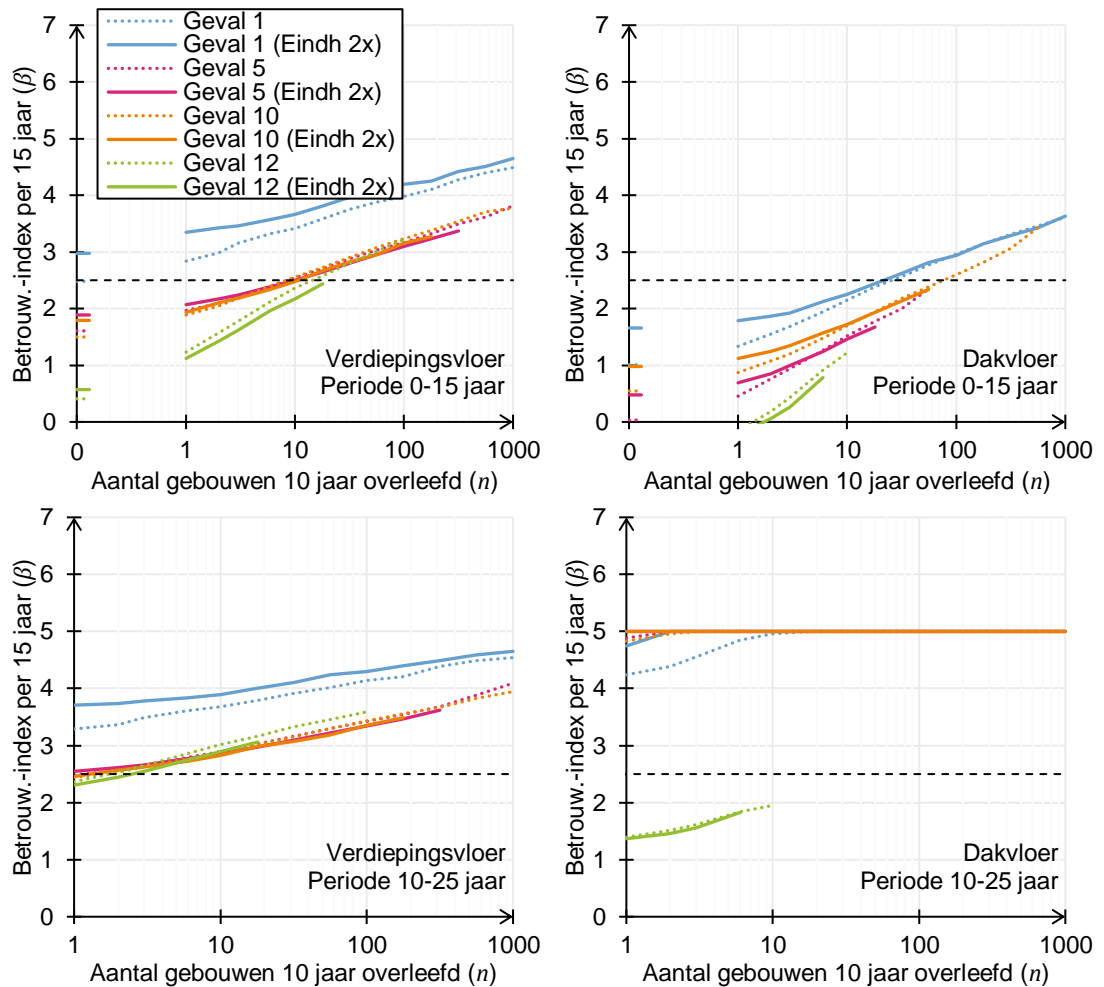
Figuur 9.11: Resultaat gevoeligheidsstudie proefbelasting andere vloer.

## 9.11 Eindhoven 2 maal meegerekend

In deze gevoeligheidsstudie wordt de invloed van een hypothetische situatie waarin er twee Eindhoven Airport parkeergarages zijn ingestort onderzocht. Er wordt hier dus in het 'track record' meegenomen dat er twee van dergelijke gebouwen zijn waarvan de dakvloer is ingestort en de 8 verdiepingsvloeren daaronder niet.

De betrouwbaarheidsanalyses zijn herhaald voor de gevallen 1, 5, 10 en 12. De resultaten voor een verdiepingsvloer en dakvloer zijn gegeven in figuur 9.12. Er blijkt dat de betrouwbaarheid van gevallen 1, 5 en 10 toeneemt en de betrouwbaarheid van geval 12 juist iets afneemt. De mate van overeenkomst tussen het type vloer beschouwd in geval 12 en Eindhoven Airport is hiervoor verantwoordelijk.

De invloed voor deze gevoeligheid is na een levensduur van 10 jaar beperkt, zodoende wordt er niet nader aandacht aan besteed. Alleen de vloeren zoals geval Eindhoven Airport blijken een afname in betrouwbaarheid te laten zien.



Figuur 9.12: Resultaat gevoeligheidsstudie naar de invloed van Eindhoven 2x.

## 9.12 Overzicht resultaten

In tabel 9.3 zijn de resultaten uit bovengenoemde paragrafen samengevat bij een levensduur van minimaal 5 jaar van het beschouwde gebouw. Gebouwen met de kritische detailleringen zijn namelijk minimaal 5 jaar oud. Ook zijn de resultaten van de gevoeligheidsstudie toegevoegd in de laatste kolom. Er is daar vooral een invloed van het nabewerken van de breedplaten en het aantal naden in de overspanning. Het niet nabewerken heeft vooral invloed bij geval 4, vandaar dat deze is opgesplitst. Voor de grotere overspanningen dient vanwege het aantal naden in een overspanning een reductie van  $\Delta\beta \approx 0,15$  aangehouden te worden zoals deze volgt uit Figuur 9.4.

Tabel 9.3: Voor  $\beta=2,5$  benodigde informatie-basis in aantallen gebouwen en gevoeligheid.

Geval	Type beton	Nabewerking beton	Overspanning (L) [m]	Totale hoogte vloer ( $h_{tot}$ ) [mm]	Afstand naad-tralie ( $a_{tra}$ ) [mm]	Lengte koppelwarp. ( $l_{kop}$ ) [mm]	Aantal succesvol presterende gebouwen, het te beoordelen gebouw is 1		$\beta$ bij $n = 1$	Gevoeligheid voor input parameters
							normale vloer	dakvloer		
1	Trad.	Ja	5,4	260	400	476	1	1	$\beta = 3.2$	Beperkt, nabewerking
2	ZVB	Nee	7,2	285	300	400	1	1	$\beta = 2.8$	Beperkt
3	Trad.	Ja	7,2	320	400	558	1	1	$\beta = 3.2$	Beperkt, nabewerking
4	Trad.	Ja	7,2	320	550	550	1	1	$\beta = 2.8$	Groot, nabewerking
	Trad.	Nee	7,2	320	550	550	1+3*	1	$\beta = 2.3$	Beperkt, model waarschijnlijk iets conservatief
5	ZVB	Nee	7,2	320	550	550	1+1*	1	$\beta = 2.4$	Beperkt, model waarschijnlijk iets conservatief
6	ZVB	Nee	7,2	320	508	558	1	1	$\beta = 3.0$	Beperkt
7	Trad.	Ja	7,2	320	400	476	1	1	$\beta = 3.3$	Beperkt, nabewerking
8	Trad.	Nee	7,2	340	320	400	1	1	$\beta = 3.3$	Beperkt
9	Trad.	Ja	10	360	400	640	1	1	$\beta = 3.3$	Beperkt nabewerking en aantal naden $\Delta\beta \approx 0,15$
10	ZVB	Nee	10	350	370	640	1+2**	1	$\beta = 2.4$	Aantal naden $\Delta\beta \approx 0,15$
11	Trad.	Ja	10	420	400	803	1	1	$\beta = 3.3$	Beperkt nabewerking en aantal naden $\Delta\beta \approx 0,15$
12	ZVB	Nee	15	450	425	775	1+2**	>10**	$\beta = 2.4$	Aantal naden $\Delta\beta \approx 0,15$

\* Deze aantallen in de informatiebasis zijn naar verwachting beschikbaar in Nederland.

\*\* Deze aantallen in de informatiebasis zijn naar verwachting niet beschikbaar in Nederland.

Samenvattend kan paragraaf 8.4 geüpdatet worden met de informatie uit de vorige paragrafen. Er geldt voor de verdiepingsvloeren:

- Gevallen 10 en 12 voldoen niet aan de NEN 8700 CC2 afkeureis. Dit betreft grote overspanningen met vaak meerdere naden per overspanning en gebruik van zelfverdichtend beton in combinatie met niet nabewerkte, opgeruwde breedplaten. Daarvan zijn er naar verwachting slechts beperkte aantallen gebouwd in Nederland. Indien er sprake is van dakvloeren welke direct blootgesteld zijn aan zoninstraling, zijn deze extra kritisch.
- Gevallen 4 en 5 zijn kritisch bij niet nabewerking van de breedplaat maar voldoen net aan de NEN 8700 afkeureis bij het meenemen van bewezen sterkte van de te beoordelen vloeren en van een klein aantal gebouwen met deze type vloeren. Waarschijnlijk is het gebruikte model lichtelijk conservatief, hetgeen opweegt tegen het feit dat er naar verwachting maar weinig gebouwen uitgevoerd zijn met de gevallen 4 en 5 en de beschikbare  $n$  klein is.

Op basis van de grafieken is de gevoeligheid van bovenstaande resultaten voor een betrouwbaarheidsniveau van  $\beta = 2,5$  voor  $t_{ref} = 15$  jaar onderzocht. Het blijkt dat enerzijds de gevallen 10 en 12 in algemene zin en anderzijds de gevallen 4 en 5 gevoelig zijn voor de keuze van de vereiste  $\beta$ . De andere gevallen voldoen voor een kleine informatiebasis ( $n$ ) aan een eventueel aan te houden hogere betrouwbaarheidseis van  $\beta = 3,0$  voor  $t_{ref} = 15$  jaar. De gevallen 4 en 5 voldoen bij niet nabewerking slechts bij  $n > 20$  aan  $\beta = 3,0$  voor  $t_{ref} = 15$  jaar, waarschijnlijk zijn er in Nederland niet deze aantallen gebouwen uitgevoerd met vloeren conform de uitvoeringswijze van gevallen 4 of 5.

Afgezien van de gevallen 10 en 12 voldoen de vloeren zoals beschouwd in de gevallen dus aan het NEN 8700 afkeurniveau voor CC2. Van de gevallen die voldoen blijken de vloeren een ruim hogere betrouwbaarheid te hebben dan het afkeurniveau, behalve de gevallen 4 en 5 welke slechts net voldoen aan het afkeurniveau in geval van niet nabewerking van de breedplaten.

De dakvloeren met isolatie voldoen in alle gevallen ruim aan de afkeureis voor CC2.

Voor direct door zonlicht bestraalde (niet-geïsoleerde) dakvloeren is de betrouwbaarheid onvoldoende voor geval 12; de andere gevallen zijn niet doorgerekend omdat naar alle waarschijnlijkheid er alleen bij parkeergarages sprake is van niet-geïsoleerde dakvloeren. Mochten deze toch voorkomen dat geldt dat voor direct door zonlicht bestraalde dakvloeren op basis van de bewezen sterkte analyse de vereiste betrouwbaarheid niet aan te tonen is.

## 10 Conclusies

TNO heeft een betrouwbaarheidsanalyse uitgevoerd voor de beoordeling van bestaande Nederlandse breedplaatvloerconstructies waarbij sprake is van primaire krachtsoverdracht over het constructiedetail ter plaatse van de naden tussen de breedplaten.

Door TNO is gekozen voor het ontwikkelen van een probabilistische beoordelingsmethode. Met deze methode is het mogelijk om alle typen informatie over de constructieve sterkte en alle onzekerheden op een verantwoorde wijze mee te nemen en de vloeren direct te toetsen aan de in de vigerende regelgeving vereiste betrouwbaarheid.

Zowel informatie uit laboratoriumproeven over het gedrag van de naad en informatie uit het track record van bestaande vloerconstructies is verwerkt. Het track record bevat het falen van de dakvloer bij de parkeergarage van Eindhoven Airport evenals het niet falen (overleven) van vloeren van gebouwen met breedplaatvloeren onder opgetreden gebruiksbelastingen en proefbelastingen.

Door TNO is een groot aantal gevallen beschouwd en met het probabilistische model doorgerekend. Hiermee is het mogelijk om tot oordeelsvorming te komen onder welke omstandigheden de vloeren als voldoende betrouwbaar gezien kunnen worden en onder welke omstandigheden de vloeren niet voldoen aan de betrouwbaarheidseis. Middels het door TNO ontwikkelde probabilistische model wordt daarmee een grote versnelling in de beoordeling gerealiseerd. De variaties in de geanalyseerde gevallen betreffen de overspanningslengte en dikte van de vloer, de lengte van de koppelstaven, het wel of niet opruwen van de breedplaten, en diverse andere omstandigheden zoals belastingen.

Bij het beoordelen van het kritisch belaste detail is belangrijk of de koppelwapening al dan niet doorloopt tot voorbij de eerste tralieligger gezien vanaf de rand van de breedplaat.

Er zijn in hoofdzaak 3 detailleringwijzen te onderscheiden (zie figuur 2.1):

- Detailleringwijze I: De koppelwapening loopt 100 mm of meer door tot achter de eerste tralieligger. Er is dan sprake van 3 parallel geschakelde faalmechanismen: (1) bezwijken ongewapend deel aansluitvlak door bezwijken van hechting, (2) bezwijken gewapend deel aansluitvlak door bezwijken op afschuiving, en (3) bezwijken gewapend deel aansluitvlak door uittrekken tralieligger.
- Detailleringwijze II: de koppelwapening loopt door tot voorbij het hart van de eerste tralieligger maar minder dan 100 mm: er is dan sprake van 2 parallel geschakelde faalmechanismen: (1) bezwijken ongewapend deel aansluitvlak door bezwijken van hechting, en (2) bezwijken gewapend deel aansluitvlak door bezwijken op afschuiving.
- Detailleringwijze III: de koppelwapening stopt voor of loopt door tot het hart van de eerste tralieligger. Er is dan sprake van 1 faalmechanisme: (1) bezwijken ongewapend deel aansluitvlak door bezwijken van hechting.

De hierboven genoemde faalmechanismen staan in serie geschakeld met het bezwijken van de koppelwapening door vloeï (faalmechanisme 4), echter vaak zijn bovenstaande mechanismen maatgevend.



Kenmerkend verschil tussen detailleringwijze I en II enerzijds en III anderzijds is dat bij detailleringwijze III bij belasting door een veldmoment een scheur in de vloerconstructie kan ontstaan die geen enkele wapeningsstaaf kruist afgezien van het begin van de tralie. Er is dan sprake van 1 faalmechanisme: (1) bezwijken ongewapend deel aansluitvlak door bezwijken van hechting. Detail III is daarom niet geschikt vanuit constructief oogpunt als het optreedt over een groot deel van de lengte van de naad.

Er is in onderhavige studie gewerkt met een voor de vloeren maatgevend randveld; middenvelden en hoekvelden en kopvoegen worden daarmee afgedekt daar deze gelijk dan wel minder kritisch zijn. Er is onderscheid gemaakt tussen verdiepingsvloeren en dakvloeren waarbij de laatste worden blootgesteld aan effecten van verhinderde opgelegde krommingen afkomstig uit temperatuurverschillen dan wel uitdrogingskrimp.

Om de invloed van verschillende modelkeuzes te onderzoeken is naast de bovengenoemde differentiatie gewerkt met gevoeligheidsstudies voor de wijze van modeleren. Hierbij is gekeken naar de invloed van de veranderlijke vloerbelasting (groot, klein, afwezig), de invloed van de verschillende condities bij de instorting van de parkeergarage Eindhoven Airport, de mate van de herverdeling binnen de vloeren, de invloed van de ductiliteit van de naad, de invloed van het aantal naden in één overspanning en de invloed van de nabewerking (opgeruwd zijn) van de breedplaat. Vooral de nabewerking van de breedplaat blijkt van invloed op de betrouwbaarheid.

De samenvattende conclusie van onderhavige studie is de volgende. In aanleg kunnen vraagtekens geplaatst worden bij de constructieve betrouwbaarheid van breedplaatvloeren gebouwd tot 2017 waarbij de koppelwapening dient te zorgen voor de primaire krachtsafdracht. Door combinatie van de rekenmodellen, de experimentele uitkomsten en de 'bewezen-sterkte-analyse' kan echter geconcludeerd worden dat voor bepaalde typologieën gebouwen de vloeren voldoende betrouwbaar zijn. In dit rapport wordt daarbij een belangrijk onderscheid gemaakt. Enerzijds wordt in de conclusies weergegeven welke vloeren qua betrouwbaarheid wel of niet voldoen aan het wettelijk minimum voor bestaande bouw (afkeurniveau NEN 8700, CC2); dit wettelijk minimum geeft aan wanneer er directe maatregelen (gebruiksbeperking of versterking) nodig zijn omdat de veiligheid in het geding is. Anderzijds wordt ook gekeken welke vloeren wel of niet voldoen aan de eisen op het gebied van lange termijn instandhouding, robuustheid en faalgedrag; deze eisen zijn niet direct gekoppeld aan een wettelijke betrouwbaarheidseis maar zijn vereist bij een juist en gangbaar constructief ontwerp en verantwoord beheer van de constructie<sup>7</sup>.

Met betrekking tot de wettelijke betrouwbaarheidseis voor bestaande bouw van CC2 constructies kan het volgende worden geconcludeerd voor gebouwen die ten minste 5 jaar oud zijn waarin breedplaten zijn toegepast waarbij de koppelwapening dient te zorgen voor de primaire krachtsafdracht:

- 1) verdiepingsvloeren met een overspanning tot en met 8,5 meter met detailleringwijze I of II voldoen ruim aan de afkeureis voor CC2 uit NEN 8700;
- 2) verdiepingsvloeren met een overspanning tot en met 8,5 meter met detailleringwijze III én niet nabewerkt (glad) oppervlak van de breedplaten voldoen net aan de afkeureis voor CC2 uit NEN 8700: dit geldt alleen als de

---

<sup>7</sup> Leden van het expertpanel zijn van mening dat dit harde eisen zouden moeten zijn.

gebouwen daadwerkelijk in gebruik zijn genomen met vloerbelasting; indien het breedplaatoppervlak nabewerkt is voldoet de vloerconstructies ruimer aan de afkeureis;

- 3) verdiepingsvloeren met een nabewerkt (ruw) oppervlak van de breedplaten en géén gewichtsbeparende elementen voldoen tot een overspanning van 10 meter aan de afkeureis voor CC2 uit NEN 8700, overspanningen groter dan 10 zijn niet onderzocht;
- 4) verdiepingsvloeren met een overspanning groter dan 8,5 meter<sup>8</sup> met een niet nabewerkt (glad) oppervlak van de breedplaten en/of gewichtsbeparende elementen voldoen niet aan de afkeureis voor CC2 uit NEN 8700 voor bestaande bouw (en moeten dus worden afgekeurd).
- 5) geïsoleerde dakvloeren voldoen aan de afkeureis voor CC2 uit NEN 8700, de onderzochte bovengrens van de overspanning betreft hier 10 m;
- 6) direct door zonlicht bestraalde dakvloeren voldoen niet aan de betrouwbaarheidseis voor CC2 uit NEN 8700, hier is de betrouwbaarheid zeer laag;
- 7) voor CC2 gebouwen waarin detail III voorkomt in combinatie met niet-nabewerking van de breedplaat waarvan bekend is dat deze tot het moment van beoordelen leeg hebben gestaan, kan de veiligheid onvoldoende worden aangetoond.

Met betrekking tot de overige eisen aan de constructie op het gebied van constructief gedrag en lange-termijn instandhouding kan het volgende geconcludeerd worden:

- 8) Er is een afzonderlijke gevoeligheidsstudie uitgevoerd om te bezien of de vloeren mogelijk ook aan een hogere betrouwbaarheidseis van  $\beta = 3,0$  voor 15 jaar voldoen. Daaruit volgt dat de in bovenstaande 1-7 getrokken conclusies ook geldig zijn voor een  $\beta = 3,0$  met uitzondering van de gevallen met detailleringwijze III zonder nabewerking. Een reden om uit te gaan van  $\beta$  gelijk aan 3,0 is dat de waarde van  $\beta=2,5$  door de normsubcommissie TGB Basiseisen en Belastingen wordt gezien als een grenswaarde voor uitzonderingsgevallen en minder adequaat toepasbaar is als instandhoudingsniveau voor langere tijd voor een groot areaal aan constructies.
- 9) Vloerconstructies waarin detailleringwijze III (korte koppelstaven die niet doorlopen tot voorbij de tralieligger) voorkomt, voldoen niet aan algemeen gebruikelijke eisen, omdat er sprake is van een bros bezwijkgedrag en mogelijk optreden van "voortgaande instorting".
- 10) Breedplaatvloeren met randvoorwaarden zodat ze als statisch bepaald beschouwd kunnen worden, en waarin het kritische detail voorkomt in het gebied met positieve momenten, voldoen niet tenzij aangetoond kan worden dat vloeien van de koppelwapening met voldoende betrouwbaarheid het bepalende faalmechanisme is. Deze situaties zullen naar verwachting niet of nauwelijks voorkomen, maar er dient toch aandacht voor te zijn.
- 11) In het onderhavige rapport is ook een beschouwing gegeven over de betrouwbaarheid van de breedplaatvloerconstructies bij de bijzondere

---

<sup>8</sup> De resultaten zoals gerapporteerd in hoofdstuk 8 en 9 zijn bepaald voor overspanningen van 7,2 m en 10 m. Op basis van de resultaten voor vergelijkbare vloerconstructies waaruit blijkt dat voor 7,2 m ruim wordt voldaan en voor 10m net niet wordt voldaan, kan worden geconcludeerd dat 8,5 m een veilige grens is voor de maximaal aan te houden overspanning.

belasting brand. De betrouwbaarheid van de breedplaatvloerconstructies wordt geacht van dezelfde orde van grootte te zijn als die onder andere belastingen. Vanuit dat oogpunt worden geen versterkingen voorgesteld. Er dient wel extra aandacht te zijn voor CC2 gebouwen waarin zich minder- of niet zelfredzame personen bevinden. Omdat grote onzekerheid bestaat over het gedrag van de kritische naad onder brandomstandigheden kunnen hier het beste extra maatregelen genomen worden om de kans op brand te verkleinen zoals het aanbrengen van sprinklerinstallaties dan wel maatregelen om de brandwerendheid van de vloeren te verbeteren. Ook kan gedacht worden aan extra controles van de brandweer op de conditie van elektrische en gasgestookte installaties. Daarnaast dient er aandacht te zijn voor de brandweerlieden die mogelijk het gebouw gaan betreden. In de gemeenten waar in gebouwen breedplaatvloeren voorkomen waarin de naden zorgen voor primaire krachtsoverdracht en waarin detailleringwijze III (korte koppelstaven die niet doorlopen tot voorbij de tralieligger) voorkomt, dient de brandweer op te hoogte gesteld te worden dat deze gebouwen zich bij brand anders kunnen gedragen zoals dan van gebouwen met gewapend betonvloeren verwacht mag worden. De eerste reden is dat deze vloeren zonder duidelijke voorwaarschuwing kunnen bezwijken. De tweede reden is dat vloeren zonder duidelijke voorwaarschuwing ook kunnen bezwijken bij gebouwdelen die zelf niet direct in brand staan. Dit gebeurt als zij niet door een dilatatievoeg van het in brand staande gebouwdeel zijn gescheiden en derhalve de thermische uitzetting van het brandende deel moeten volgen. De gebouwen met deze detailleringwijze voldoen ook niet vanuit constructief oogpunt (zie punt 9 hierboven). Met betrekking tot de detailleringwijzen I en II in relatie tot hulpverlening bij brand wordt verwezen naar paragraaf 6.6.3.

De hiervoor geformuleerde conclusies zijn uitsluitend geldig als aan een aantal voorwaarden worden voldaan. Deze voorwaarden zijn:

- Voorwaarde bij het gebruik van de conclusies is dat er geen sprake is van een significante belemmering van de axiale vervormingen van een randveld in de richting loodrecht op de vloerrand.
- Voorwaarde bij het gebruik van de conclusies is dat breedplaatvloerconstructies moeten voldoen aan de veronderstellingen in dit rapport.
- De getrokken conclusies zijn niet van toepassing bij voorgespannen breedplaten.
- De getrokken conclusies zijn gebaseerd op toepassing van een 3D tralieligger langs beide lange zijden van de breedplaat.
- Breedplaatvloeren welke ontworpen zijn op hoge belastingen (8 à 12 kN/m<sup>2</sup>) zoals in installatie-, ICT- en archiefruimten is het generieke advies de veranderlijke belasting niet hoger te later worden dan de belasting die reeds opgetreden is.
- Bij veranderd gebruik in de toekomst gelden de conclusies in dit rapport niet zondermeer en dient een vloerconstructies opnieuw beoordeeld te worden.

**Slot**

Dit rapport geeft een overzicht van een studie waarmee is aangetoond dat een probabilistische berekening met in acht name van het trackrecord in veel gevallen kan leiden tot het goedkeuren van bestaande breedplaatvloerconstructies met een primaire krachtsoverdracht over mogelijk kritisch belaste details ter plaatse van de verbindingen. Dit rapport is niet bedoeld om direct in de praktijk te worden toegepast. Als schakel tussen dit rapport en de praktijk zal een stappenplan worden ontwikkeld, rekening houdend met de bevindingen in dit rapport. Voor veel aspecten in die procedure en voor toepassing in de praktijk blijft nog steeds deskundigheid van de constructief ontwerper onmisbaar.

## 11 Referenties

- Adviesbureau Hageman (Hageman) (2019-1). *Onderzoek constructieve veiligheid breedplaatvloeren in bestaande utiliteitsgebouwen, Voorstellen voor en achtergronden bij rekenregels voor beoordeling van bestaande bouw*. Rapport 9780-1-0, 20 mei. [\[Download link\]](#)
- Adviesbureau Hageman (Hageman) (2019-2). *Rekenregels voor de beoordeling van breedplaatvloeren in bestaande gebouwen*. Notitie 20-5-2019, 9780. [\[Download link\]](#)
- CUR (2011). *Aanbeveling 36, Ontwerpen van elastisch ondersteunde betonvloeren en -verhardingen*, CUR, 2011.
- CUR (2001). *Aanbeveling 86, Bollenplaatvloeren, Aanvullende bepalingen op NEN6720 :1995 (VBC 1995)*, CUR, 2001.
- Fédération internationale du béton (fib). (2016). *Partial factor methods for existing concrete structures*. Bulletin 80, Recommendation, Task Group 3.1.
- Gudmand-Høyer, T. (2003 - 1). *Forsøg vedrørende momentkapaciteten af en speciel samling i bubbledeck*. Denmark Technical University, Report BYG DTU SR-03-20.
- Gudmand-Høyer, T. (2003 - 2). *Forsøg vedrørende momentkapaciteten af en speciel samling i bubbledeck*. Denmark Technical University, Report BYG DTU SR-03-21.
- JCSS Probabilistic Model Code (2001).
- JCSS Probabilistic Model Code *Part 2: Load Models, 2.20 Fire (2001)*.
- Jong, de P, Kleinman, C, (2001). *Bollenplaatvloeren onder handbereik van de constructeur, Achtergronden van CUR aanbeveling 86*. Cement 08 2001, pp. 95-99.
- Molkens, T. Van Gysel, A. (2021). *Structural behavior of floor systems made by floor plates – Mechanical Model Based on Test results*, Applied Sciences, 11, 730.
- Randl, N & Wicke, M (2000), *Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton, Experimentelle Untersuchungen, theoretischer Hintergrund und Bemessungsansatz, Beton- und Stahlbetonbau*, vol. Heft 8, no. 95, pp. 461-473.
- Stehle, J. Kanellopoulos, A. Karihaloo B. (2011), *Performance of joints in reinforced concrete slabs for two-way spanning action, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and buildings*, Vol. 164, Issue SB3, pp. 197-209.
- TNO. (2017). *Onderzoek naar de technische oorzaak van de gedeeltelijke instorting van de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport*. Rapport, TNO 2017 R11127.
- TNO. (2020). *Reliability of concrete slab connections including the track record of similar buildings*. Rapport, TNO-2020-R10831. 25 mei.
- TNO, Hageman (2022). *Bewezen sterkte breedplaatvloeren, Analyse resultaten experimentele onderzoeken*. Rapport, TNO-2022-R10320.

- Technische Universiteit Eindhoven (TUE). (2021-1). *Meetrapport 4-puntbuigproeven op breedplaatvloeren*, BE2021-1943403 D, 23 september.
- Technische Universiteit Eindhoven (TUE), (2021-2), Thermomechanical modeling of composite slab joints under fire, S. de Nijs, 21-12-2021
- Weglarzy, J. (2014), *Untersuchungen zum Tragstoß von nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsige gespannten Stahlbeton-Fertigteileplatten*, Universität Siegen, Mai 2014.
- Welleman, J.W. (2010). *Krachtsverdeling t.g.v. een temperatuursbelasting*. Collegestof CT2031, Technische Universiteit Delft.
- Wijte, S., Dieteren, G. (2019). *Rekenregels beoordeling bestaande breedplaatvloeren – Resultaten onderzoek constructieve veiligheid in bestaande utiliteitsgebouwen*, Cement 4, pp. 30-39.
- Wijte, S., Dieteren, G. (2020). *Achtergronden nieuwbouwregels detaillering breedplaatvloeren*, Cement 4, pp. 60-71.

## 12 Ondertekening

Delft, 18 april 2022

TNO

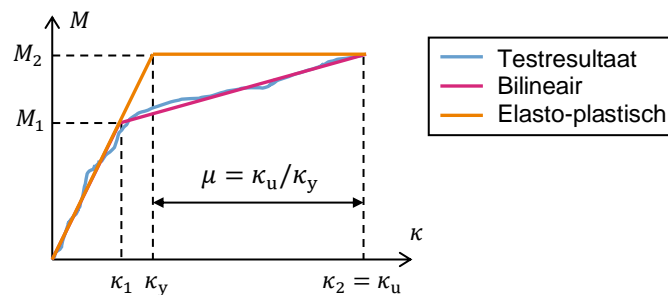
Ir. J.M.A. van Kilsdonk  
Projectleider

Ir. A.D. Pikaart  
Research Manager  
Structural Reliability

## A Ductiliteit voeg

### A.1 Beschrijving

De ductiliteit van de voeg tussen de breedplaten wordt in rekening gebracht door middel van parameter  $\mu$ . Deze parameter beschrijft de verhouding tussen de maximaal toelaatbare kromming en de kromming waarbij het lineair-elastisch gedrag overgaat naar plastisch gedrag. Het punt waarbij dit gebeurt kan worden bepaald door een schematisering toe te passen. In TNO-Hageman (2022) is een bilineaire beschrijving gefit aan het testresultaat omdat deze redelijk goed aansluit bij het verkregen testresultaat. Echter, in de grenstoestandsfuncties van de voeg tussen de breedplaatvloeren zijn alleen de moment- en rotatiecapaciteit opgenomen – in lijn met de simpelere elasto-plastische beschrijving (Figuur A.1).



Figuur A.1: Schematisering van het testresultaat via de bilineaire en de elasto-plastische beschrijvingen.

Er dient dus een vertaling plaats te vinden van de bilineaire beschrijving zoals gebruikt in TNO-Hageman (2022) naar de elasto-plastische beschrijving aansluitend op de grenstoestandsfuncties. Er is hierbij gekozen om de initiële stijfheid ( $EI$ ) te behouden en deze eerste tak vervolgens door te trekken tot de momentcapaciteit wordt bereikt. Dit omdat het bij het gedrag van de breedplaten niet zozeer gaat om de energie-equivalentie (bij cyclisch belasten) maar om de uiterste vervormingscapaciteit. Overigens is in hoofdstuk 9 een gevoeligheidsstudie uitgevoerd naar de ductiliteit, om deze en andere keuzes in het hiernavolgende af te dekken.

De nieuw verkregen 'yield' kromming volgt dan uit:

$$\kappa_y = \frac{M_2}{EI} = \frac{M_2}{M_1/\kappa_1} \quad (\text{A.1})$$

De uiterste kromming en momentcapaciteit worden direct overgenomen ( $\kappa_u = \kappa_2$  en  $M = M_2$ ). De bij deze schematisatie passende ductiliteit is:

$$\mu = \kappa_u/\kappa_y \quad (\text{A.2})$$

De ductiliteit mag niet kleiner zijn dan 1. Er is zodoende gekozen om  $\mu - 1$  als stochastische parameter op te nemen met een lognormale verdeling. Na het voor iedere elasto-plastische curve bepalen van deze waarde (via  $\kappa_u/\kappa_y - 1$ ), kan vervolgens het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt berekend worden.



## A.2 Faalmechanisme 2

Om de ductiliteit van de voeg te bepalen voor het geval waarbij faalmechanisme 2 maatgevend is, waarin het niet bekend is hoe de constructieve details precies zijn uitgevoerd, wordt gebruik gemaakt van de proeven TF450, TF280 (Hageman 2019) en T28 t/m T33 (TUE, 2021); deze worden representatief geacht. Een overzicht van de gefitte relaties en de daaruit volgende ductiliteit is gegeven in Tabel A.1.

Tabel A.1: Gefitte relaties voor testen en de daaruit volgende ductiliteit.

Proefstuk	Bilineair (Hageman, 2021)				Elasto-plastisch			
	$\kappa_1$	$M_1$	$\kappa_2$	$M_2$	$\kappa_y$	$\kappa_u$	$M$	$\mu - 1$
TF450BR	0,44	114,4	2,99	205	0,79	2,99	205	2,79
TF280BG-19	1,02	32,7	13,07	106	3,31	13,07	106	2,95
T28	2,19	26,6	7,65	40,0	3,29	7,65	40,0	1,32
T29	1,92	27,7	8,02	44,0	3,05	8,02	44,0	1,63
T30	3,03	32,5	6,59	41,0	3,82	6,59	41,0	0,72
T31	1,51	31,1	12,40	57,0	2,77	12,4	57,0	3,48
T32	2,41	22,6	9,71	45,0	4,80	9,71	45,0	1,02
T33	1,33	25,1	13,93	62,0	3,29	13,93	62,0	3,24
Gemiddelde								2,15
Variatiecoëfficiënt								0,51

## A.3 Faalmechanisme 3

Om de ductiliteit van de voeg te bepalen voor het geval waarbij faalmechanisme 3 maatgevend is, waarin het niet bekend is hoe de constructieve details precies zijn uitgevoerd, wordt gebruik gemaakt van alle van toepassing zijnde proeven in TNO-Hageman (2022). De resultaten van proefstukken BC 3-2 t/m BC 4-3 en T22 t/m T24 worden niet gebruikt omdat de tralie te dicht op de rand geplaatst is (niet representatie voor praktijk in Nederland). Een overzicht van de gefitte relaties en de daaruit volgende ductiliteit is gegeven in Tabel A.2.

Tabel A.2: Gefitte relaties voor testen en de daaruit volgende ductiliteit.

Proefstuk	Bilineair (Hageman, 2021)				Elasto-plastisch			
	$\kappa_1$	$M_1$	$\kappa_2$	$M_2$	$\kappa_y$	$\kappa_u$	$M$	$\mu - 1$
VL18	0,33	57,9	2,08	126	0,72	2,08	126	1,90
VA18	0,43	57,8	2,88	134	1,00	2,88	134	1,89
VL34a	0,48	54,1	2,12	136	1,21	2,12	136	0,76
KL18	0,79	81,7	2,68	126	1,22	2,68	126	1,20
KA18	0,64	84,0	2,58	129	0,98	2,58	129	1,63
KL34a	0,64	90,5	2,13	123	0,87	2,13	123	1,45
KL34b	0,61	81,5	1,77	110	0,82	1,77	110	1,15
T1	1,12	41,8	13,1	90,5	2,42	13,1	90,5	4,42
T2	2,34	55,1	18,6	97,7	4,15	18,6	97,7	3,47
T3	2,14	52,7	13,7	95,3	3,87	13,7	95,3	2,54
T4	2,03	60,9	17,8	147	4,88	17,8	147	2,65
T5	1,00	48,7	12,9	134	2,75	12,9	134	3,71
T6	1,29	34,5	12,1	109	4,07	12,1	109	1,98
T13	4,65	37,8	21,2	66,6	8,19	21,2	66,6	1,59
T14	2,17	25,5	10,8	50,6	4,31	10,8	50,6	1,51
T15	3,31	32,0	21,5	70,6	7,30	21,5	70,6	1,95
T19	3,90	36,3	21,5	70,6	7,59	21,5	70,6	1,83
T20	2,85	27,1	18,3	68,2	7,17	18,3	68,2	1,54
T21	0,95	15,0	17,8	56,2	3,56	17,8	56,2	4,01
							Gemiddelde	2,17
							Variatiecoëfficiënt	0,48

Opmerking: In Tabel A.2 ontbreken de proefstukken T10-T12. Deze hebben koppelstaven met een lengte welke korter is dan in de praktijk gebruikelijk maar hadden wel meegenomen moeten worden om toepassing van de resultaten voor in de praktijk voorkomende kortere koppelstaaf lengtes ook mogelijk te maken. Wanneer de resultaten van T10-T12 worden toegevoegd heeft dit als resultaat een iets kleinere gemiddelde waarde van  $\mu-1$  gelijk aan 2,06 en een ongewijzigde variatiecoëfficiënt van 0,48. Zoals aangetoond in 9.2 is de invloed van deze beperkte wijziging van de ductiliteitseigenschappen erg klein, om deze reden zijn de in het hoofd rapport uitgevoerde analyses niet aangepast op deze wijziging.

Waar er specifiek wordt gekeken naar de casus Eindhoven zijn alleen de proefstukken VL18 t/m KL34b van toepassing. Van deze kleinere set kan ook het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt worden bepaald, zie Tabel A.3.

Tabel A.3: Gefitte relaties voor testen en de daaruit volgende ductiliteit.

Proefstuk	Bilineair (Hageman, 2021)				Elasto-plastisch			
	$\kappa_1$	$M_1$	$\kappa_2$	$M_2$	$\kappa_y$	$\kappa_u$	$M$	$\mu - 1$
VL18	0,33	57,9	2,08	126	0,72	2,08	126	1,90
VA18	0,43	57,8	2,88	134	1,00	2,88	134	1,89
VL34a	0,48	54,1	2,12	136	1,21	2,12	136	0,76
KL18	0,79	81,7	2,68	126	1,22	2,68	126	1,20
KA18	0,64	84,0	2,58	129	0,98	2,58	129	1,63
KL34a	0,64	90,5	2,13	123	0,87	2,13	123	1,45
KL34b	0,61	81,5	1,77	110	0,82	1,77	110	1,15
Gemiddelde								1,42
Variatiecoëfficiënt								0,29

## B Spreiding faalmechanismen uit experimenten

### B.1 Faalmechanisme 1

De correctieparameter  $\alpha_1$ , voor het bezwijkmoment, zie paragraaf 4.3, volgt uit een statistische analyse van de waarde verkregen uit een proef gedeeld door voorspelling via het model. De ratio's voor de proefstukken waar faalmechanisme 1 maatgevend was, zijn gegeven in de volgende tabellen voor traditioneel en zelfverdichtend beton [TUE 2021-1].

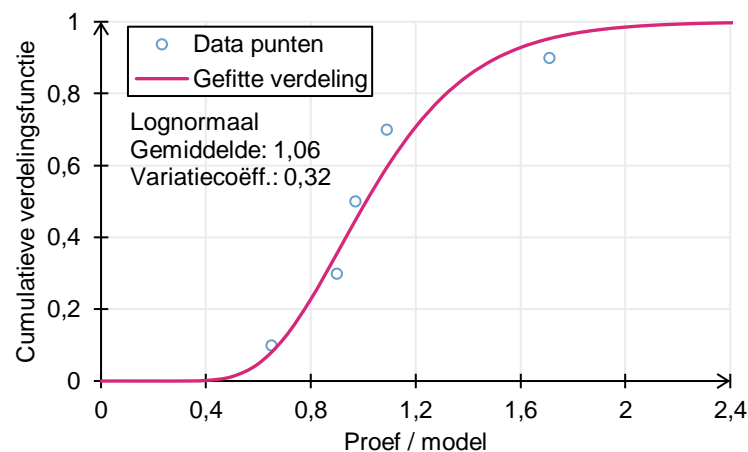
Tabel B.1: Proefwaarde gedeeld door voorspelling via model voor traditioneel beton.

Proefstuk	Bron	Proef / model
S-5	Stehle (2011)	1,09
W-B3	Weglarzy (2014)	0,90
T25	TUe (2021)	0,65
T26	TUe (2021)	0,97
T27	TUe (2021)	1,71

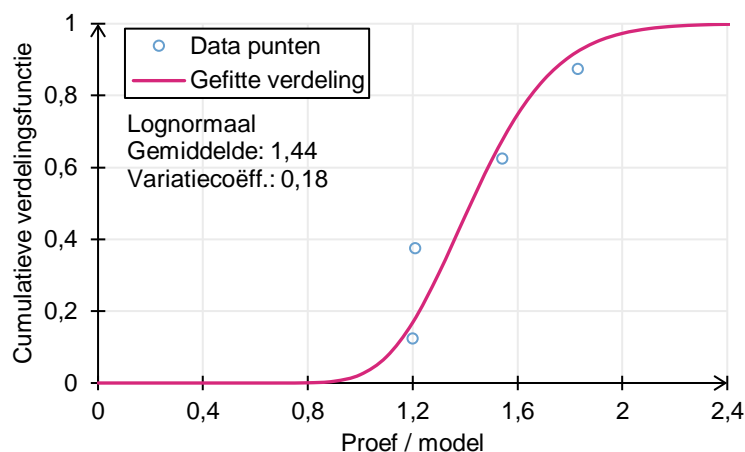
Tabel B.2: Proefwaarde gedeeld door voorspelling via model voor zelfverdichtend beton.

Proefstuk	Bron	Proef / model
GH7	Gudman-Høyer (2003)	1,54
GH8	Gudman-Høyer (2003)	1,21
GH9	Gudman-Høyer (2003)	1,83
GH10	Gudman-Høyer (2003)	1,20

Er is een lognormale verdeling gefit aan de ratio's door middel van de meest aannemelijke schatter (maximum likelihood estimation) methode. Voor een visuele vergelijking zijn in de volgende grafieken de data punten oplopend gesorteerd en uitgezet tegen het respectievelijke fractiel.



Figuur B.1: Verdelingsfunctie voor traditioneel beton.



Figuur B.2: Verdelingsfunctie voor zelfverdichtend beton.

## B.2 Faalmechanisme 2

De correctieparameter  $\alpha_2$ , zie paragraaf 4.4, volgt uit een statistische analyse van de waarde verkregen uit een proef gedeeld door voorspelling via het model. De ratio's voor het optreden van faalmechanisme 2 in de hieronder gegeven proeven zijn opgenomen in de volgende tabellen voor traditioneel en zelfverdichtend beton [TUE 2021-1].

Tabel B.3: Proefwaarde gedeeld door voorspelling via model voor traditioneel beton.

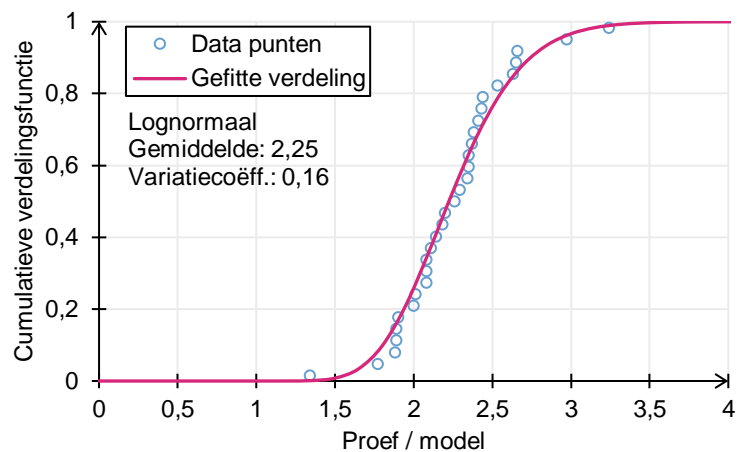
Proefstuk	Bron	Proef / model
T1	Hageman (2019-1)	2,29
T2	Hageman (2019-1)	2,18
T3	Hageman (2019-1)	2,41
T4	Hageman (2019-1)	2,01
T5	Hageman (2019-1)	2,65
T6	Hageman (2019-1)	2,08
T10	Hageman (2019-1)	1,89
T11	Hageman (2019-1)	2,43
T12	Hageman (2019-1)	2,37
T13	Hageman (2019-1)	1,34
T14	Hageman (2019-1)	1,77
T15	Hageman (2019-1)	2,11
T19	Hageman (2019-1)	2,63
T20	Hageman (2019-1)	2,97
T21	Hageman (2019-1)	2,08
T22	Hageman (2019-1)	2,00
T23	Hageman (2019-1)	1,88
T24	Hageman (2019-1)	1,89
R1	Hageman (2019-1)	2,08
R2	Hageman (2019-1)	2,20
R3	Hageman (2019-1)	2,35
W-B5	Weglarzy (2014)	3,24
T28	TUE (2021)	2,14
T29	TUE (2021)	2,35

T30	TUe (2021)	2,26
T31	TUe (2021)	2,44
T32	TUe (2021)	1,90
T33	TUe (2021)	2,66
R4	TUe (2021)	2,38
R5	TUe (2021)	2,34
R6	TUe (2021)	2,53

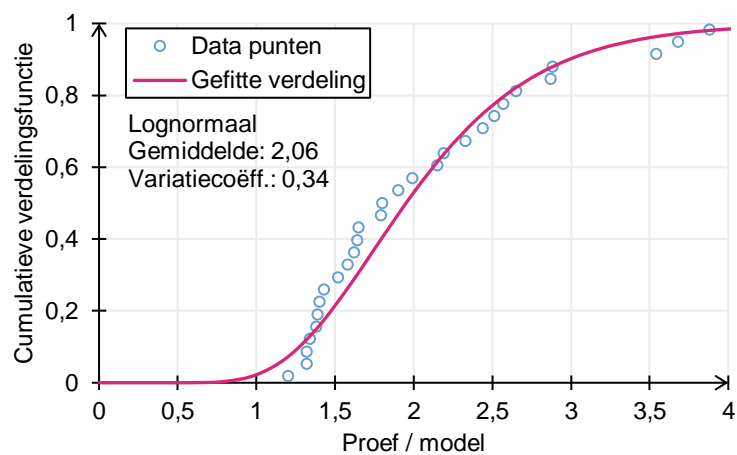
Tabel B.4: Proefwaarde gedeeld door voorspelling via model voor zelfverdichtend beton.

Proefstuk	Bron	Proef / model
VL34a	Hageman (2019-1)	1,58
KL18	Hageman (2019-1)	1,52
KA18	Hageman (2019-1)	1,38
KL34a	Hageman (2019-1)	1,43
KL34b	Hageman (2019-1)	1,20
BC 1-2	Hageman (2019-1)	3,68
BC 1-3	Hageman (2019-1)	3,88
BC 2-3	Hageman (2019-1)	3,54
BC 3-1	Hageman (2019-1)	1,99
BC 3-2	Hageman (2019-1)	1,65
BC 3-3	Hageman (2019-1)	1,80
BC 4-1	Hageman (2019-1)	1,79
BC 4-2	Hageman (2019-1)	1,90
BC 4-3	Hageman (2019-1)	2,15
BC 5-1	Hageman (2019-1)	2,57
BC 5-2	Hageman (2019-1)	2,87
BC 5-3	Hageman (2019-1)	2,88
ZG1	Hageman (2019-1)	2,33
ZG2	Hageman (2019-1)	2,19
ZG3	Hageman (2019-1)	2,44
ZR1	Hageman (2019-1)	1,40
ZR2	Hageman (2019-1)	1,64
ZR3	Hageman (2019-1)	1,62
TF450BR	Hageman (2019-1)	2,65
TF280BG-19	Hageman (2019-1)	2,51
GH1	Gudman-Høyer (2003)	1,34
GH2	Gudman-Høyer (2003)	1,39
GH3	Gudman-Høyer (2003)	1,32
GH5	Gudman-Høyer (2003)	1,32

Er is een lognormale verdeling gefit aan de ratio's door middel van de meest aannemelijke schatter (maximum likelihood estimation) methode. Voor een visuele vergelijking zijn in de volgende grafieken de data punten oplopend gesorteerd en uitgezet tegen het respectievelijke fractiel.



Figuur B.3: Verdelingsfunctie voor traditioneel beton.



Figuur B.4: Verdelingsfunctie voor zelfverdichtend beton.

### B.3 Faalmechanisme 3

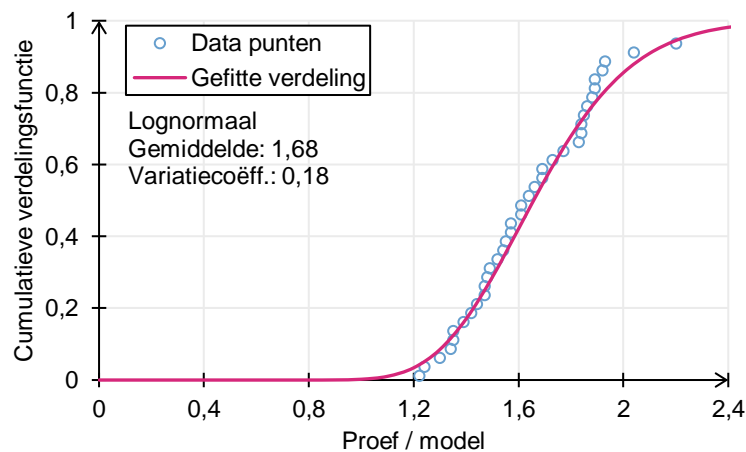
De correctieparameter  $\alpha_3$ , zie paragraaf 4.5, volgt uit een statistische analyse van de waarde voor faalmechanisme 3 verkregen uit proeven gedeeld door voorspelling via het model (zonder de  $\alpha_3$ -waarde). De ratio's voor de proefstukken zijn gegeven in de volgende tabellen voor traditioneel en zelfverdichtend beton.

Tabel B.5: Proefwaarde gedeeld door voorspelling via model.

Proefstuk	Bron	Proef / model
VL18	Hageman (2019-1)	1.52
VA18	Hageman (2019-1)	1.61
VL34a	Hageman (2019-1)	1.61
KL18	Hageman (2019-1)	1.54
KA18	Hageman (2019-1)	1.57
KL34a	Hageman (2019-1)	1.47
KL34b	Hageman (2019-1)	1.30
BC 3-2	Hageman (2019-1)	1.22
BC 4-1	Hageman (2019-1)	1.88
BC 4-2	Hageman (2019-1)	1.83
BC 4-3	Hageman (2019-1)	1.92

T1	Hageman (2019-1)	1.35
T2	Hageman (2019-1)	1.48
T3	Hageman (2019-1)	1.44
T4	Hageman (2019-1)	1.86
T5	Hageman (2019-1)	1.73
T6	Hageman (2019-1)	1.39
T10	Hageman (2019-1)	2.49
T11	Hageman (2019-1)	2.83
T12	Hageman (2019-1)	2.20
T13	Hageman (2019-1)	1.69
T14	Hageman (2019-1)	1.34
T15	Hageman (2019-1)	1.84
T19	Hageman (2019-1)	2.04
T20	Hageman (2019-1)	1.84
T21	Hageman (2019-1)	1.64
T22	Hageman (2019-1)	1.47
T23	Hageman (2019-1)	1.49
T24	Hageman (2019-1)	1.35
TF450BR	Hageman (2019-1)	1.85
TF280BG-19	Hageman (2019-1)	1.24
T28	TUe (2021)	1.55
T29	TUe (2021)	1.66
T30	TUe (2021)	1.42
T31	TUe (2021)	1.77
T32	TUe (2021)	1.57
T33	TUe (2021)	1.89
R4	TUe (2021)	1.93
R5	TUe (2021)	1.89
R6	TUe (2021)	1.69

Er is een lognormale verdeling gefit aan de ratio's door middel van de meest aannemelijke schatter (maximum likelihood estimation) methode. Voor een visuele vergelijking zijn in de volgende grafieken de data punten oplopend gesorteerd en uitgezet tegen het respectievelijke fractiel.



Figuur B.5: Verdelingsfunctie voor traditioneel en zelfverdichtend beton.



## B.4 Correctie studentverdeling

Vanwege de onzekerheid bij een klein aantal proeven wordt een correctie toegepast op basis van de studentverdeling. De 'vergroting' van de variatiecoëfficiënt, kan worden gevonden met behulp van de uitdrukking voor de standaarddeviatie:

$$\sigma = \sqrt{\frac{v}{v-2}} \quad (\text{B.1})$$

In Tabel B.6 is de standaarddeviatie uitgerekend voor een aantal waarden van het aantal punten ( $n$ ), en het aantal bijbehorende vrijheidsgraden ( $v = n - 1$ ). Het gemiddelde en de gecorrigeerde variatiecoëfficiënt zijn gekopieerd naar de tabellen in de hoofdtekst.

Tabel B.6: Standaarddeviatie van de studentverdeling, gegeven het aantal punten.

Aantal punten ( $n$ )	Vrijheidsgraden ( $v$ )	Standaarddeviatie ( $\sigma$ )
4	3	1,732
5	4	1,414
6	5	1,291
7	6	1,225
...	...	...
29	28	1,038
30	29	1,036
31	30	1,035
...	...	...

Tabel B.7: Gecorrigeerde variatiecoëfficiënt op basis van de studentverdeling.

Parameter	Faalmechanisme 1		Faalmechanisme 2		Faalmechanisme 3
	Trad.	ZVB	Trad.	ZVB	
Gemiddelde	1,06	1,44	2,25	2,06	1,68
Variatiecoëfficiënt	0,32	0,18	0,16	0,34	0,18
Aantal punten	5	4	31	29	40
Gecorrigeerde variatiecoëfficiënt	0,45	0,31	0,17	0,35	0,18

## C Informatie vanuit het track record; parkeergarage Eindhoven Airport

### C.1 Inleiding

In hoofdstuk 3 is een beschrijving gegeven van de faalkansberekening welke gebruikt wordt voor het vaststellen van de betrouwbaarheid van bestaande breedplaatvloeren. Er wordt berekend:

$$P(F|D) = P(g < 0 | D)$$

Hierbij is de sterkte op basis van laboratoriumtesten meegenomen in de grenstoestandsfunctie en stelt D de set van alle relevante data (waarnemingen) voor. (De verticale streep moet gelezen worden als “gegeven”).

De set van relevante waarnemingen kan als volgt worden samengevat:

- de beschouwde vloer zelf die al een aantal jaren goed functioneert,
- een groep van vergelijkbare vloeren die een aantal jaren goed functioneert en/of die een proefbelasting met succes heeft doorstaan,
- het instorten van de dakvloer in de parkeergarage op Eindhoven Airport en het niet instorten van een aantal andere vloeren in deze parkeergarage.

Genoteerd in termen van falen (F) of overleven (S, survival) kan dus D worden geschreven als:

$$D = [ S, S_1, S_2, \dots, S_n, F_{E,1}, S_{E,1}, \dots, S_{E,m} ]$$

Hierin staat S voor het overleven (de survival) van de bouw tot op heden van de beschouwde vloer zelf,  $S_i$  het overleven voor van een vergelijkbare andere vloer  $i$ , eveneens vanaf de bouw tot heden al dan niet inclusief het doorstaan van een proefbelasting.  $F_{E,1}$  is het falen (instorten) van de vloer van de parkeergarage in aanbouw bij de luchthaven Eindhoven,  $S_{E,j}$  staat voor het overleven van de niet bezweken vloeren van de parkeergarage in aanbouw bij de luchthaven Eindhoven.

Al deze gebeurtenissen zijn vervolgens weer uit te drukken in termen van grenstoestandsfuncties:

$$\begin{aligned} S_i &= \{ g_i(X) > 0 \} \\ F_{E,1} &= \{ g_E(X) < 0 \} \\ S_{E,j} &= \{ g_E(X) > 0 \} \end{aligned}$$

Voor de faalgebeurtenis  $F_E$  en de survivalgebeurtenis  $S_E$  moet dus rekening worden gehouden met de typologie van de deels ingestorte vloeren bij de parkeergarage van de luchthaven Eindhoven. Omdat dit type vloer uitvoerig is onderzocht zijn in beginsel meer zaken in detail bekend dan voor een willekeurige vloer in een bepaald gebouw. Een voorbeeld is de luchttemperatuur en zonnestralingsintensiteit op de dag van instorten.

In deze bijlage worden op basis van de bij TNO bekende gegevens de voor de berekening nodig geachte uitgangspunten vastgelegd. Achtereenvolgens worden besproken:

- De constructieve basisgegevens en daarbij behorende moment-krommings-relaties.
- Het waargenomen bezwijkmechanisme (inclusief eventuele varianten)
- De belasting op het moment van bezwijken, met inbegrip van temperatuur en zetting.
- Bijzonderheden tijdens de bouw.

Dit alles resulteert in een grenstoestandsfunctie  $g_E(X)$  voor het geval van de parkeergarage Eindhoven. Met  $X$  worden de stochasten bedoeld die een rol spelen bij het beschrijven van de draagkracht van de vloeren en de belasting.

## C.2 Constructiegegevens

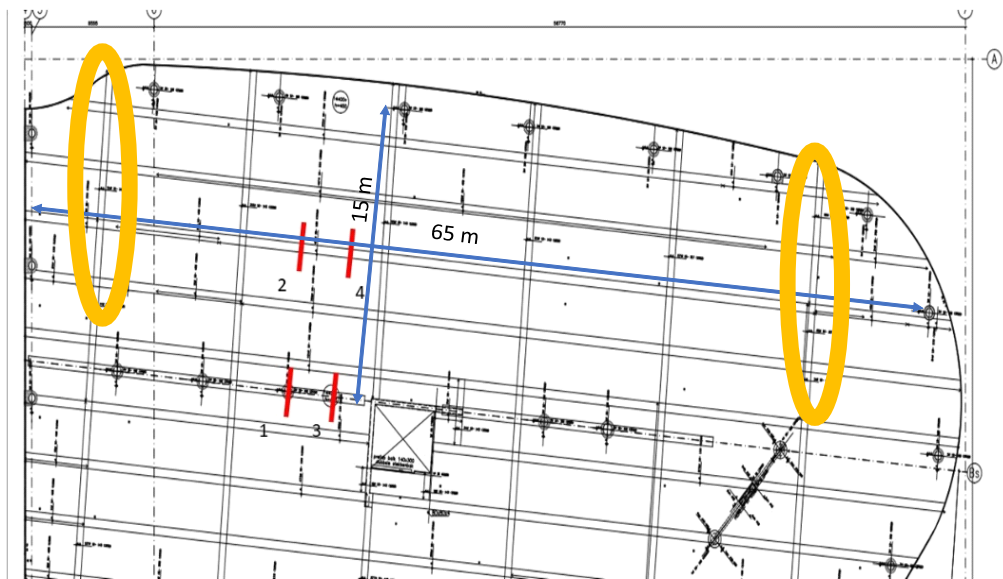
### C.2.1 Inleiding

Voor het opstellen van de grenstoestandsfunctie voor de bezwiken parkeergaragevloer in Eindhoven is het primair van belang te beschikken over de constructieve basisgegevens, zijnde:

- Het legpatroon van de breedplaatvloeren;
- De wijze van ondersteunen;
- Wapeningsgegevens;
- De details van de onderlinge verbindingen tussen de platen met betrekking tot de koppelwapening, positie van de tralieliggers, betontype, oppervlaktebewerking, etc.

Op basis daarvan kunnen in samenhang met het opgetreden bezwijkmechanisme de grenstoestandsfunctie voor het globale statisch onbepaalde gedrag alsmede de modellen voor lokale moment-kromming-relaties worden opgesteld.

Het legpatroon en de (kolom)ondersteuning is weergegeven in Figuur C.1. Elke individuele vloerplaat heeft een afmeting van 3 m bij 10 m. Het randveld heeft een overspanning tussen de randkolommen en de middenkolommen van 15 m zoals aangegeven in Figuur C.1.



Figuur C.1: Globale afmetingen en gekozen berekeningssneden 1 t/m 4 en legpatroon.

Voor de modellering van de vloer is ervoor gekozen om uit te gaan van parameters horende bij twee vloerstroken: een strook over een kolom bij het tussensteunpunt (snede 1 en 2 volgens Figuur C.1) en een strook tussen twee kolommen van het tussensteunpunt (snede 3 en 4 volgens Figuur C.1). Voor de hier uitgevoerde analyses wordt uitgegaan van gemiddelde doorsnede eigenschappen bij de kolomstrook (snede 1 en 3) en gemiddelde eigenschappen voor het veld (snede 2 en 4). Voor snede 2 en 4 geldt dat hier de eigenschappen gelijk zijn, alleen voor snede 1 en 3 is dit niet het geval en zal daarom worden gemiddeld.

### C.2.2 Doorsnede-eigenschappen (afkomstig uit TNO Rapport 2017 R11127)

Voor de prefab-vloerelementen gelden de in Tabel C.1 gegeven uitgangspunten voor de toegepaste materialen en opbouw van het element.

Tabel C.1: Doorsnede eigenschappen prefab-elementen

Eigenschap	Waarde
Betonsterkte Breedplaat	C35/45
Betonsterkte Druklaag	C35/45
Wapening	B500B
Totale hoogte	450 mm
Hoogte breedplaat	70 mm
Tralieliggers	20 verticale staven $\text{\O}6 / \text{m}^1$ ; $\alpha = 60^\circ$
Afstand tot naad	425mm
Traliehoogte	300 mm
Diepte van de onderzijde van de tralieligger in breedplaat	21 mm
Gewichtsbesparende elementen	130 bollen per breedplaat (3*10 m)
Boldiameter	360 mm

Opp. in breedplaat	31102 mm <sup>2</sup> /bol [TNO Rapport 2017 R11127]
Volume	24,43 * 10 <sup>6</sup> mm <sup>3</sup> /bol
Eigen gewicht vloer	$(0,45 - 4,33 \cdot 24,43 \cdot 10^{-3}) \cdot 25 = 8,6$ kN/m <sup>2</sup>

### C.2.3 Moment-krommingsrelatie kolomstrook

Voor de kolomstrook zijn de volgende details bekend:

Bovenwapening snede 1	Ø20-125 + Ø20-200 $A_s = 4084 \text{ mm}^2 / \text{m}$ Dekking = 40 mm
Bovenwapening snede 3	Ø16-200 + Ø20-200 $A_s = 2576 \text{ mm}^2 / \text{m}$ Dekking = 40 mm
Gemiddelde eigenschappen	Ø20-94,3 $A_s = 3330 \text{ mm}^2 / \text{m}$ Dekking = 40 mm

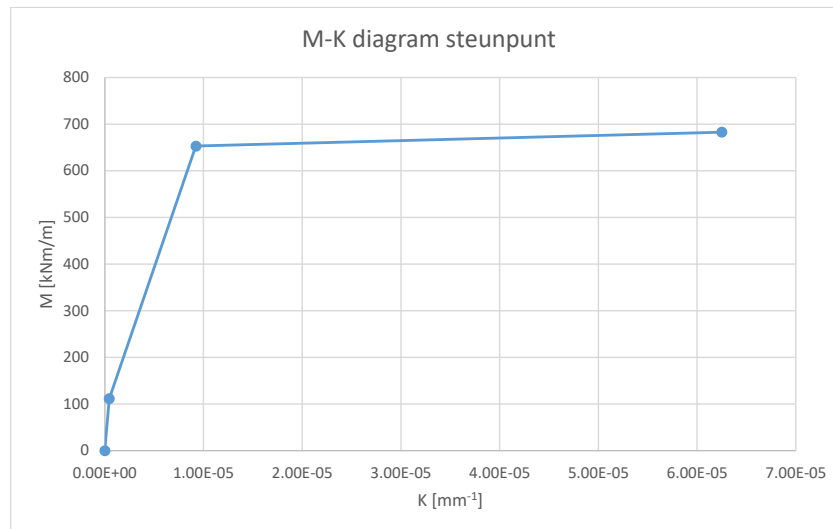
Voor de capaciteit ter plaatse van het steunpunt wordt uitgegaan van een massieve doorsnede. Alleen mechanisme 4 (zie paragraaf 4.6) met momentcapaciteit  $M_{R4}$  is van belang. Het invullen van bovenstaande parameters in vergelijking (4.8) levert de waarde zoals hieronder weergegeven in Tabel C.2:

Tabel C.2: Gemiddelde momentcapaciteit steunpuntoorsnede en spreiding

	Gemiddelde waarde [kNm/m]	Variatiecoëfficiënt
$M_{R4}$	687	0,05

Voor de bepaling van de vervormingscapaciteit bij het steunpunt is, uitgaande van gemiddelde betondruksterkte en betonstaaleigenschappen, voor bovenstaande wapeningsconfiguratie het in Figuur C.2 weergegeven M-K diagram afgeleid. Deze afleiding is gebaseerd op prEN1992-1-1:2021-09 en 'Background document to subsection 7.3.2 (4) d.d. 27.10.2020<sup>9</sup>'.

<sup>9</sup> CEN-TC250-SC2-WG1-N1180 Background document BD-prEN\_1992-1-1:2021, d.d. 2021-08-25 nog niet openbaar rapport



Figuur C.2: Moment-krommingsrelatie steunpunt

Hieronder zijn de getalswaarden van de knikpunten in het diagram van Figuur C.2 weergegeven.

Tabel C.3: Gegevens knikpunten in Figuur C.2

	M [kNm/m]	K [ $10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ ]
$M_{cr}$	111	0,44
$M_{yield}$	653	9,22
$M_u$	687	62,5

Als we voor het moment van vloeien het scheurmoment niet beschouwen (eerste knik rond 100 kNm/m in figuur C.2) volgt voor het gedrag tot vloeien van de wapening  $EI_{vloei} = 70,8 \text{ kNm}^2/\text{m}$ .

Op basis van prEN1992-1-1:2020-D7 en 'Background document to subsection 7.3.2 (4) - CEN-TC250-SC2-WG1-N1180' is de gemiddelde rotatiecapaciteit  $\varphi_{Rm} = 4,55 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$  met een variatiecoëfficiënt  $V = 0,381$ .

#### C.2.4 Moment-krommingsrelatie velddoorsnede

##### Inleiding

Voor de vloeren zoals toegepast in de parkeergarage Eindhoven Airport zijn aan de TU Eindhoven proeven uitgevoerd op de vloerconfiguratie zoals ook daadwerkelijk is toegepast in de parkeergarage. In Hageman (2019) zijn deze proeven aangevuld met een bredere set proeven voor de faalmechanismen  $R_2$  en  $R_3$  zoals benoemd in hoofdstuk 4 (een overzicht van de gebruikte proeven is gegeven in bijlage A van het genoemde Hageman rapport). Om het falen van de case Eindhoven zo goed als mogelijk mee te nemen zijn hieronder voor de mechanismen  $R_2$  en  $R_3$  de modellen aangepast zodat deze alleen gebaseerd zijn op de proevenserie voor de vloeren zoals toegepast in de parkeergarage Eindhoven Airport. De aanpassing betreft zowel het gemiddelde als de standaardafwijking.

Faalmechanisme 2 – Afschuiftreksterkte gewapend aansluitvlak

Zoals in paragraaf 4.4 is aangegeven kan de afschuiftreksterkte van het gewapend aansluitvlak bepaald worden volgens onderstaande vergelijking:

$$\tau_{R2} = \alpha_2 [C_{v1} \sqrt{f_{ck}} / \gamma_c + \rho f_{yd} \mu_v \sin(\theta)] \quad (\text{C.1})$$

Waarin voor de specifieke case Eindhoven Airport geldt:

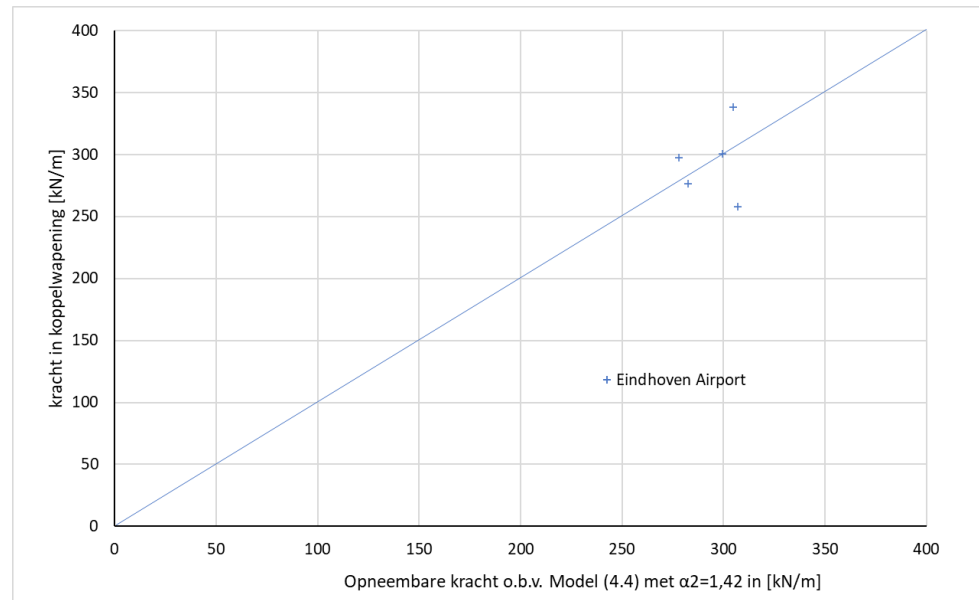
$\alpha_2$	is een lognormaal verdeelde correctiecoëfficiënt waarin de spreiding van het gehele model is opgenomen;
$C_{v1}$	= 0,075 is een factor voor de ruwheid van het aansluitingsvlak
$f_{ck}$	is de kleinste waarde van de karakteristieke betondruksterkte van de breedplaat en de druklaag;
$\gamma_c$	materiaalfactor voor beton gelijk aan 1,5;
$\rho = A_s / A_{\text{eff}}$	is de aansluitvlak doorkruisende wapeningsverhouding in het effectieve oppervlak;
$A_s$	is het oppervlak van de doorsnede van de aansluitvlak doorkruisende wapening;
$A_{\text{eff},2} = b l_{\text{eff},2}$	is het effectieve oppervlak van het aansluitvlak, waarbij bij aanwezigheid van gewichtsbesparende elementen het deel van het oppervlak wat hierdoor niet effectief kan zijn in mindering gebracht dient te worden;
$b$	is de breedte van de beschouwde doorsnede;
$l_{\text{eff},2} = l_{\text{kop}} - a_{\text{tra}}$	is de effectieve lengte van de aanwezige koppelwapening gemeten vanaf het hart van de eerste tralieligger of andere aansluitvlak doorkruisende wapening tot het einde van de koppelwapening;
$a_{\text{tra}}$	is de afstand vanaf het hart van de tralie tot de naad;
$f_{yd}$	is de rekenwaarde van de vloeigrens van de aansluitvlak doorkruisende wapening;
$\mu_v$	= 0,60 is een factor voor de ruwheid van het aansluitingsvlak;
$\theta$	is de kleinste hoek tussen de beschouwde aansluitvlak doorkruisende wapening en het vlak van het aansluitvlak, waarvoor geldt $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$ .

Op basis van de proeven VL34a, KL18, KA18, KL34a en KL34b (Hageman 2019), wordt voor de case Eindhoven gevonden dat de proeven het beste voorspeld worden bij  $\alpha_2 = 1,42$  met  $V=0,11$ .

In Figuur C.3 is de voorspelde opneembare kracht in de koppelwapening gegeven op basis van de vergelijking zoals gegeven in het begin van deze paragraaf en de gevonden gemiddelde waarde van  $\alpha_2 = 1,42$  uitgezet op de horizontale as. Op de verticale as is de tijdens proeven maximaal opgetreden kracht in de koppelwapening weergegeven. Voor de hiervoor aangegeven proeven is per proef aangegeven hoe de voorspelling zich verhoudt ten opzichte van de in de proef gevonden waarde. Als de voorspelde en gemeten waarde gelijk zijn ligt het punt op de in het Figuur gegeven diagonaal. Alle punten zijn rondom de diagonaal

weergegeven hetgeen aanduidt dat met de voorgestelde waarde van  $\alpha_2$  het gedrag van de vloeren bij Eindhoven Airport goed voorspelt kan worden.

Noot: Voor faalmechanisme R2 kon voor de proeven VL18 en VA18 niet worden aangegeven wanneer dit mechanisme wordt overschreden. Dit komt omdat de hiervoor bij de andere proeven gebruikte gemiddelde rek over het aansluitvlak niet op een gelijke wijze was vastgelegd tijdens de proeven.



Figuur C.3: Vergelijking voorspelling (horizontaal) met proef (verticaal) voor VL en KL serie.

### Faalmechanisme 3 – Uittrekken tralieligger

Zoals in paragraaf 4.5 aangegeven kan het uittrekken van de tralieligger bepaald worden volgens onderstaande vergelijking:

$$F_{\text{uittrek}} = \alpha_3 f_{\text{ctm,bp}} d_t^{1.5} k_2 k_3 \quad (\text{C.2})$$

waarin:

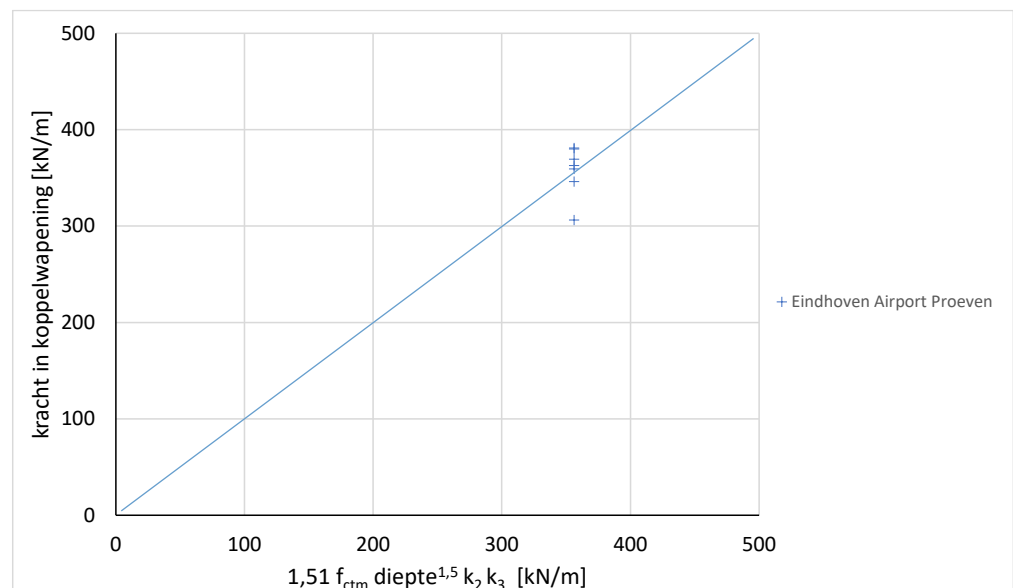
- $F_{\text{uittrek}}$  is de verankeringskracht van de koppelwapening achter de eerste tralieligger in kN per meter breedte;
- $\alpha_3$  is een lognormaal verdeelde correctiecoëfficiënt waarin de spreiding van het gehele model is opgenomen;
- $f_{\text{ctm,bp}}$  is de gemiddelde treksterkte van het beton van de breedplaat in MPa ( $f_{\text{ctm}} \approx 0,3 f_{\text{ck}}^{2/3}$ );
- $d_t$  is de diepte van de onderzijde van de tralieligger in de breedplaat ten opzichte van de bovenkant van de breedplaat in mm;
- $k_2$  is een correctiefactor voor de effectieve lengte in mm;
  - = 0 bij  $l_{\text{eff},2} < 100$  mm
  - =  $\frac{l_{\text{eff},2}}{5000} + 0,16$  bij  $100 \text{ mm} \leq l_{\text{eff},2} < 200$  mm
  - =  $\frac{l_{\text{eff},2}}{333} - 0,4$  bij  $200 \text{ mm} \leq l_{\text{eff},2} < 300$  mm
  - =  $\frac{l_{\text{eff},2}}{600} \leq 1,2$  bij  $l_{\text{eff},2} \geq 300$  mm



- $k_3$  is een correctiefactor voor de diameter van de koppelwapening (in mm);  
 $= \frac{56 - \phi_{\text{kop}}}{40} \geq 0,9$  en  $\leq 1,1$
- $l_{\text{eff},2}$  is de effectieve lengte gewapend aansluitvlak (zie beschrijving mechanisme 2), in mm;
- $\phi_{\text{kop}}$  is de diameter van de koppelwapening die bepalend is voor  $l_{\text{eff}}$  in mm.

Op basis van de proeven VL18, VA18, VL34a, KL18, Ka18, KL34a en KL34b [Hageman 2019] wordt voor de case Eindhoven gevonden dat de proeven het beste voorspeld worden bij  $\alpha_3 = 1,51$  met  $V = 0,08$ .

In Figuur C.4 is de voorspelde opneembare kracht in de koppelwapening gegeven op basis van de vergelijking hierboven en de gevonden gemiddelde waarde van  $\alpha_3 = 1,51$  uitgezet op de horizontale as. Op de verticale as is de tijdens proeven maximaal opgetreden kracht in de koppelwapening weergegeven. Voor de hiervoor aangegeven proeven is per proef aangegeven hoe de voorspelling zich verhoudt ten opzichte van de in de proef gevonden waarde. Als de voorspelde en gemeten waarde gelijk zijn ligt het punt op de in het figuur gegeven diagonaal. Alle punten zijn rondom de diagonaal weergegeven hetgeen aandauidt dat met de voorgestelde waarde van  $\alpha_3$  het gedrag van de vloeren bij Eindhoven Airport goed voorspeld kan worden.



Figuur C.4: Vergelijking voorspelling (hor) met proef (vert.) voor VL en KL serie en R<sub>3</sub>

#### Bepaling capaciteit voor faalmechanisme R1, R2, R3 en R4

In de sneden 2 en 4 is als koppelwapening aanwezig  $\varnothing 16-100$ , d.w.z. 4  $\varnothing 16$  per ruimte tussen de bollen. Tevens is er in het aansluitvlak in de lengterichting van de staven 1 bol aanwezig aan beide zijden van de koppeling.

Koppelwapening      Ø16-100  
 $A_s = 2011 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $l = 1550 \text{ mm}$   
 Reductie aansluitvlak door 2,5 bol / m

Oppervlakte bol in breedplaat =  $31102 \text{ mm}^2$ .

Volgens vergelijking (4.9) volgt dan  $A_{\text{netto}} = 350 \cdot 1000 - 2,5 \cdot 31102 = 272245 \text{ mm}^2$   
 Reductie door bollen =  $1 - 272245 / 350 \cdot 1000 = 0,222$

Bovenstaande parameters leveren op basis van gemiddelde waarden en de in 4.3 t/m 4.6 gegeven vergelijkingen als invoer voor de betrouwbaarheidsanalyse de in Tabel C.4 gegeven waarden op van de momentcapaciteit in het veld voor doorsnede 2 en 4 per mechanisme.

Tabel C.4: Gemiddelde momentcapaciteit veld doorsnede per mechanisme

	Gemiddelde waarde [kNm/m]	Variatiecoëfficiënt
$M_{R1}$	100	0,31
$M_{R2}$	142	0,18
$M_{R3}$	84,1	0,13
$M_{R4}$	397	0,05

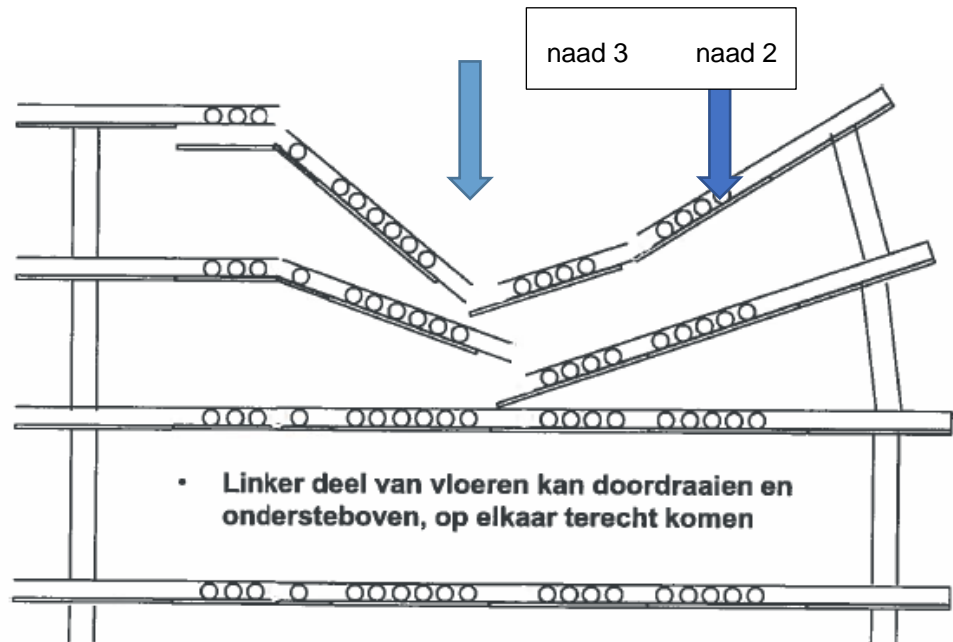
De hier gegeven variatiecoëfficiënten zijn gecorrigeerd voor het beperkte aantal proeven.

### C.3 Opgetreden bezwijkmechanisme

#### C.3.1 Mechanismebeschrijving

De in de berekening gehanteerde grenstoestandsfunctie  $g_n(\dots)$  dient uiteraard gebaseerd te zijn op het bij de ingestorte parkeergarage opgetreden mechanisme. In het vorige hoofdstuk is nader ingegaan op de experimenteel bepaalde moment- en vervormingscapaciteit van de voeg.

Uitgangspunt is het in TNO-rapport R11127 (P39-41) op basis van de gevonden brokstukken beschreven mechanisme waarbij de dakvloer (vloer 4) in één van de randvelden als eerste is bezweken nabij naad 3 en daarmee een voorgaand bezwijken in gang heeft gezet (zie Figuur C.5). Het mechanisme is als volgt weer te geven in de dwarsdoorsnede van het gebouw:



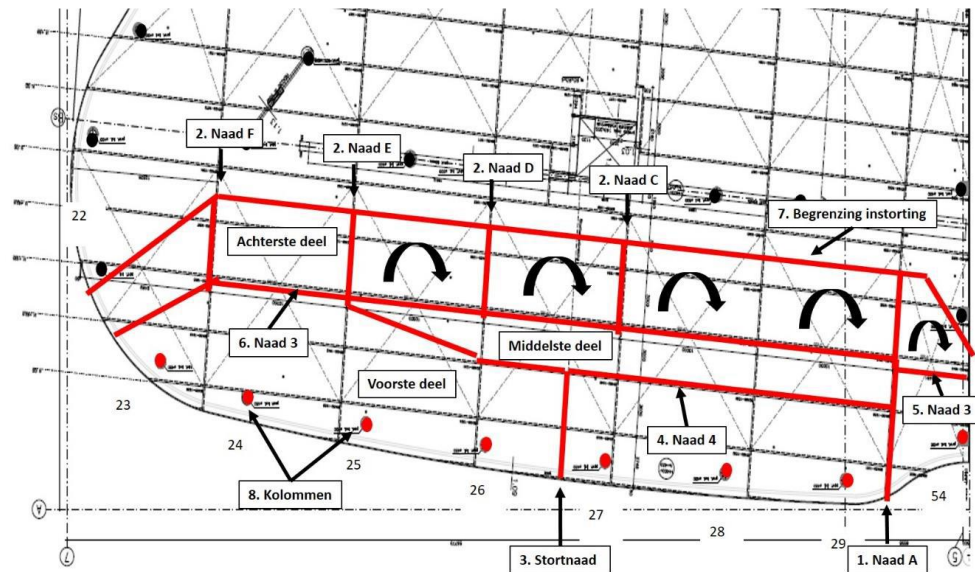
Figuur C.5: Bezwijkmechanisme volgens TNO-rapport R11127.

Volgens dit mechanisme is eerst in het veld onder invloed van het eigen gewicht de maximale draagkracht bereikt in naad 3 (mogelijk ook in naad 2) en is de constructie in staat de belasting op te nemen via verhoging van het negatief moment boven de kolommenrij en de tweede draagricting. In het veld treedt daarbij enige plastische deformatie op. Mede door toedoen van de hoge temperatuur op de dag van bezwijken wordt echter de deformatie-capaciteit in het veld overschreden. Daarna kan de doorsnede geen moment en geen dwarskracht meer overbrengen en wordt de samenhang verbroken. Er ontstaan in feite twee afzonderlijke uitkragende constructies met uitsluitend negatieve buigende momenten. Het rechterdeel gaat roteren om de kop van de kolom (buitenste kolomrij). Het linkerdeel gaat roteren om de doorsnede waar de bijleg bovenwapening in de kolomstrook wordt beëindigd.

Dit mechanisme is verder in overeenstemming met het schadebeeld zoals dat na de instorting is aangetroffen en het waargenomen gedrag voor bezwijken. Hierop wordt in het navolgende nader ingegaan.

### C.3.2 Valpatroon kolommen en vloeren

In TNO Rapport 2017 R11127, hoofdstuk 5, zijn de locaties van alle bezwijkvlakken in vloer 4 geanalyseerd evenals de onderdelen van vloer 4 na de instorting. Dat is weergegeven in de hieronder gereproduceerde Figuur C.6.

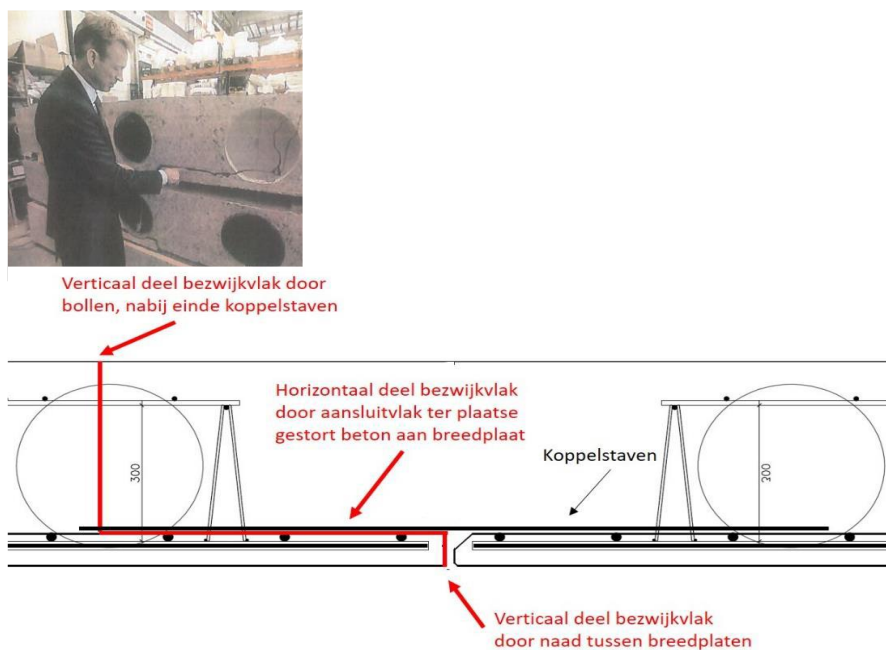


Figuur C.6: Potentiële bezwijkvlakken volgens Figuur 6.1 uit TNO-rapport R11127.

De zichtbare bezwijkvlakken/breukvlakken in vloer 4 en de bezweken kolommen zijn hierbij in rood aangegeven. De zwarte boogpijlen duiden op de vloerdelen die na de instorting ondersteboven lagen.

Voor elk van de individuele bezwijkvlakken en bezweken kolommen is nagegaan of de instorting aldaar kan zijn begonnen (hoofdstuk 6 van TNO Rapport 2017 R11127). Voor elk van deze mogelijke startpunten van de instorting is eerst nagegaan of dat startpunt geëlimineerd kan worden (falsificatie). Indien dit niet het geval is, is nagegaan of een instorting vanuit dat startpunt volledig gereconstrueerd kan worden (verificatie).

Het bezwijkvlak bij naad 3 (belast met een positief veldmoment) was na de instorting niet over de volledige lengte zichtbaar. TNO heeft deze bezwijkvlakken later tijdens het verwijderen van de brokstukken wel kunnen analyseren. Daaruit bleek dat het bezwijkvlak overeenkwam met de waarnemingen die bij de proeven aan de TU-Eindhoven waren gedaan (Figuur 6.8 van het TNO-rapport 2017-R11127, hieronder gereproduceerd als Figuur C.7).



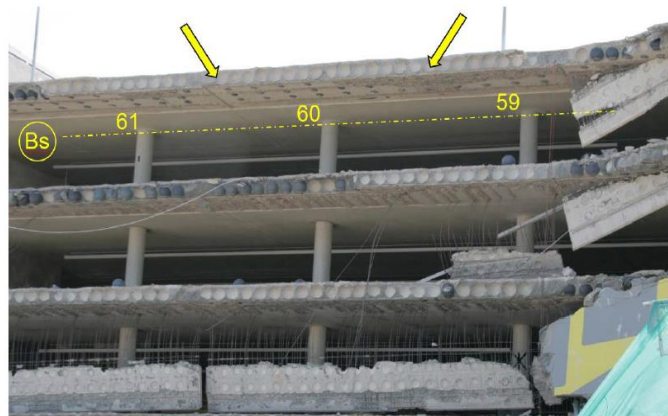
Figuur C.7: Opgetreden mechanisme bij de proeven uitgevoerd aan de TU-Eindhoven.

De wijze waarop de brokstukken na de instorting zijn aangetroffen (zie Figuur C.8) is in grote lijnen in overeenstemming met het veronderstelde mechanisme als beschreven in C3.1. Men zou verwachten dat het grootste deel van de bezweken constructie aan de binnenzijde van het gebouw terecht komt. Dit bleek ook te kloppen met de waarnemingen. Een deel van de balustraden en enkele door rotatie weggedraaide kolomdelen zijn aan buitenkant terecht gekomen.

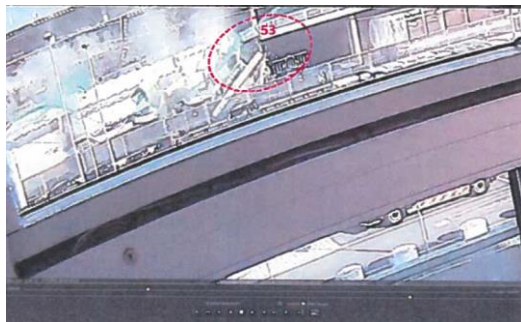


Figuur C.8: Beeld van de brokstukken buiten het gebouw.

Het bezwijkvlak tussen de naden 4 en 5 (zie Figuur C.6) lag aanvankelijk in de buurt van een momenten nulpunt, maar werd na het (gedeeltelijk) bezwijken van naad 3 belast met een negatief moment. Het bezwijkvlak (breukvlak) heeft zich ontwikkeld op de locatie waar de bijlegwapening vanuit de kolomstrook eindigt (zie Figuur C.9). Dit klopt met de waarneming (Figuur 3.5, foto 7 Hageman, Rapport 9663-1-0). Bij het bezwijken is het vloerdeel tussen naad 3 en het hier besproken breukvlak in eerste instantie nog aan dit bezwijkvlak blijven vastzitten waardoor het meer dan 90 graden roteerde en uiteindelijk ondersteboven kwam te liggen.

foto 7 Breuklijn bij de 4<sup>e</sup>, 3<sup>e</sup> en 2<sup>e</sup> verdiepingvloer

Figuur C.9: Aanzicht na bezwijken.

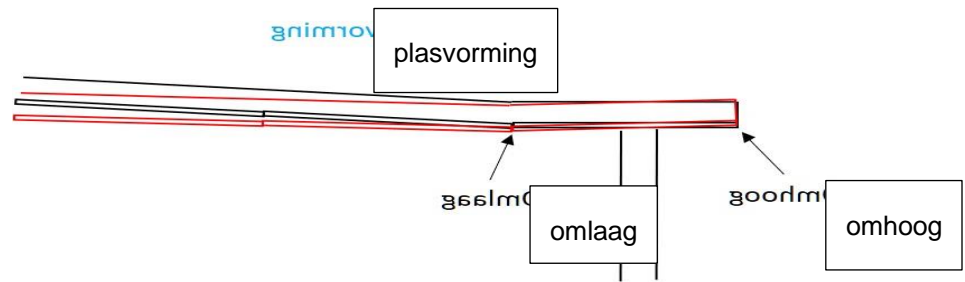


Figuur C.10: Afwijkend beeld.

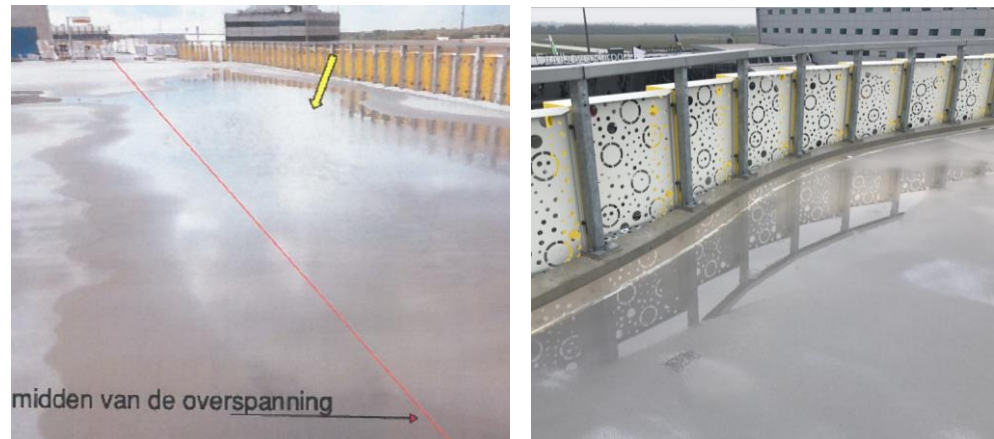
De hierboven in Figuur C.10 afgebeelde foto lijkt een van het veronderstelde mechanisme afwijkend beeld te laten zien. Het gaat hier echter om de aansluiting bij het andere rechter gebouwgedeelte en als zodanig om een “vervolg-mechanisme” dat geïnitieerd wordt door een al ingezet bezwijken van het bouwdeel aan de linker kant.

### C.3.3 *Waargenomen plasvorming voor bezwijken*

In het ontwerp was het parkeerdek zodanig vormgegeven (dakprofiel) dat er geen plassen zouden ontstaan. Omdat de momentcapaciteit in de naden 2 en 3 niet groot genoeg was heeft daar enige vervorming plaatsgevonden waardoor de vloer als geheel is gaan doorbuigen. Helaas is niet precies bekend hoeveel. De combinatie van de bedoelde vormgeving (horizontaal boven de kolommen, daarna oplopend) en de opgetreden vervorming zorgde voor plasvorming aan de zijkant van het dak zoals aangegeven in onderstaande Figuur C.11. Dit klopt met de waarneming (zie Figuur C.12).



Figuur C.11: Schematische weergave doorbuiging vloer (rood = vloer na doorbuiging).



Figuur C.12: Waargenomen plasvorming in overeenstemming met het veronderstelde mechanisme.

Onduidelijk is of de vorm van het dakoppervlak die met deze plasvorming overeenkomt van begin af aan aanwezig was of in de loop van de tijd nog is gewijzigd, bijvoorbeeld door geleidelijke toename van de vervorming (kruip) of door zettingsgedrag van kolommen.

Gegeven de temperaturen in de dagen voor de instorting en het ontbreken van neerslag in de voorafgaande dagen wordt aangenomen dat de eerder waargenomen plasvorming ten tijde van de instorting niet aanwezig was.

#### C.3.4 Waargenomen scheurvorming bij kolommen

Voorafgaand aan het bezwijken zijn op meerdere locaties scheuren waargenomen (voornamelijk maar niet alleen) aan de bovenzijde van de vloeren. T.a.v. deze scheuren geldt het volgende:

- Op meerdere foto's zijn scheuren zichtbaar met een ogenschijnlijk grote scheurwijdte. De grote scheurwijdte is echter het gevolg van de uitgevoerde straalwerkzaamheden t.b.v. het coaten van het betonoppervlak. Door dit stralen worden scheurranden verwijderd en ontstaan op het oog grotere scheuren.
- Het merendeel van de scheuren liep stervorming weg vanuit de kolommen (zie Figuur C.13). Boven de kolomrij ter plaatse van de begrenzing van het ingestorte deel van de parkeergarage zijn na de instorting overigens geen scheuren waargenomen. Een groot deel van de gerapporteerde scheurvorming betrof het andere deel van de parkeergarage.



Figuur C.13: Waargenomen scheuren aan de bovenzijde van de vloer.

De stervormige scheurvorming (overbelasting tangentiële momenten rondom de kolom) wijst erop dat de plaatmiddens onvoldoende steun geven. Er zijn ook scheuren die in de lengterichting van de kolomstrook lopen. Beide patronen zijn in lijn met de ontwikkeling van het veronderstelde mechanisme.

In aanvulling hierop dient vermeld te worden dat op enkele foto's van de onderzijde van vloer 4 van het ingestorte deel, voorafgaand aan de instorting van de vloer, hoogteverschillen zijn waargenomen tussen aansluitende breedplaten. Uit de inspectie tijdens het verwijderen van de vloerdelen bleek dat dit hoogteverschillen zijn die veroorzaakt waren door hoogteverschillen tussen de breedplaten voorafgaand aan het storten van het beton. De betreffende hoogteverschillen waren namelijk ook aanwezig in het ter plaatse gestorte beton op de breedplaten.

De invloed van de scheurvorming op het faalmechanisme wordt (impliciet) meegenomen in de modelonzekerheid. De invloed van de niet gefaalde vloeren zijn expliciet meegenomen in de opzet van de berekening zoals gegeven in hoofdstuk 3.

## C.4 Belastingen op moment van bezwijken

### C.4.1 Eigengewicht en bouwbelasting

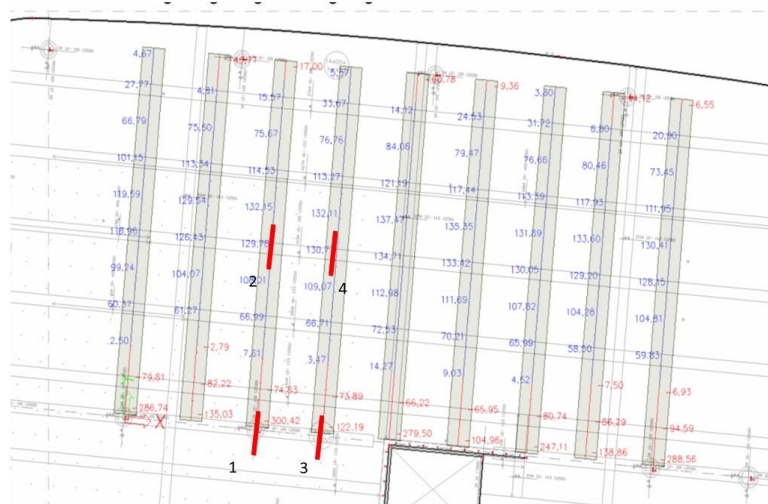
In TNO Rapport 2017 R11127 is in paragraaf 5.1 aangegeven:

*“Op zaterdag 27 mei 2017, de dag van de instorting zijn werkzaamheden in het gebouw uitgevoerd, onder andere op vloer 4. Tussen de omlaag gekomen delen van vloer 4 is echter geen materieel en/of materiaal aangetroffen dat opgeslagen geweest zou kunnen zijn op het ingestorte deel van vloer 4.”*

Er wordt in de hier beschouwde analyse zodoende alleen uitgegaan van belasting door het eigen gewicht en er wordt geen nuttige belasting (bouwbelasting) in rekening gebracht.

Voor de momentverdeling onder eigengewicht wordt in de verdere berekening uitgegaan van uitvoer in de onderstaande Figuur C.14 [BBT-17-M-00011-JDr].



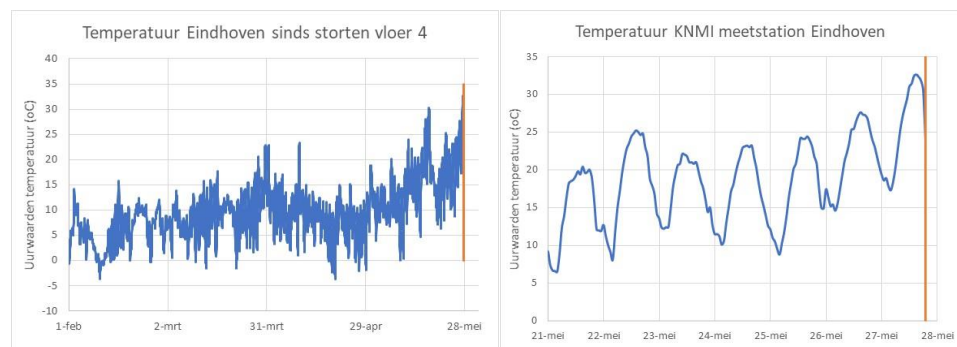


Figuur C.14: Computeruitvoer buigende plaatmomenten als gevolg van gewichtsbelasting [BBT-17-M-00011-JDr].

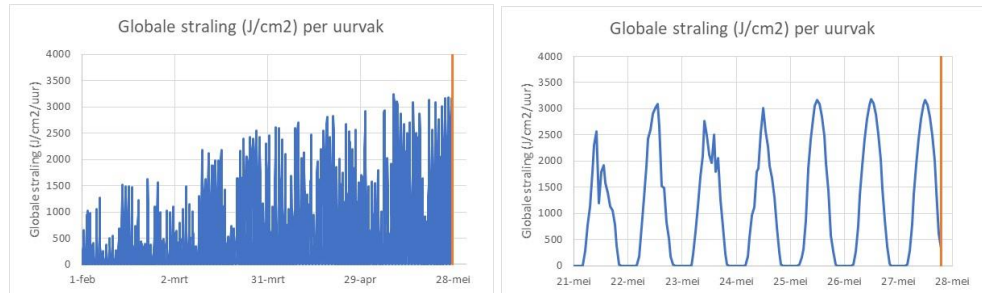
#### C.4.2 *Temperatuurseffecten*

Zoals eerder gesteld was er op de dag van instorten wel sprake van een temperatuursbelasting. Het temperatuursverloop in de periode voorafgaand aan de instorting op 27 mei 2017 om 18:50 uur is weergegeven in Figuur C.15. Dat zijn de uurwaarden van de temperatuur zoals gemeten op KNMI station Eindhoven. In Figuur C.16 is vergelijkbare informatie gegeven, maar dan voor de intensiteit van de zonnestraling.

De luchttemperatuur is op de dag van de instorting maximaal en dit geldt dus waarschijnlijk ook voor de daaruit voortvloeiende temperatuur in het beton. De voor de temperatuurspanningen nog meer van belang zijnde straling lijkt de dagen voor de instorting van vrijwel gelijke intensiteit. Er moet echter rekening worden gehouden met een elke dag verder toenemend opwarmeffect in de constructie. Hieruit volgt dat het logisch is dat op de laatste dag in deze reeks ook het temperatuureffect door straling het grootste was.



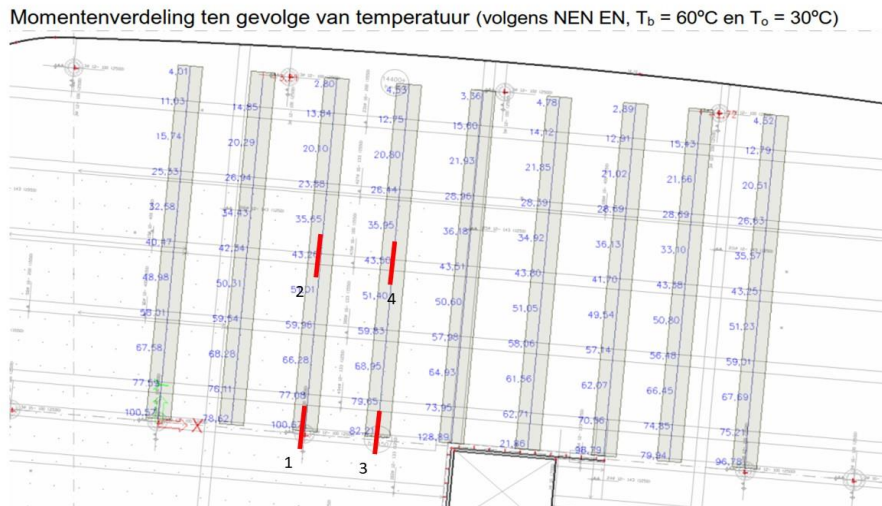
Figuur C.15: Uurwaarden voor de temperatuur; KNMI weerstation Eindhoven; voorafgaand aan de instorting (rode lijn).



Figuur C.16: Urwaarden voor de zonnestraling; KNMI weerstation Eindhoven; voorafgaand aan de instorting (rode lijn).

Opwarming van het dak is aanleiding tot positieve momenten zowel in het veld als boven de kolommen. Na de vorming van het scharnier in het midden neemt de grootte af. Het zorgt er uiteindelijk wel voor dat een groter deel van de rotatiecapaciteit moet worden aangesproken.

De schatting van de uit de buitentemperatuur en zonnestraling volgende belasting is weergegeven in onderstaande Figuur C.17.



Figuur C.17: Computeruitvoer buigende plaatmomenten als gevolg van temperatuurbelasting. [BBT-17-M-00011-JDr].

Hieruit volgen de momenten door eigengewicht en temperatuur zoals weergegeven in Tabel C.5.

Tabel C.5: Optredende momenten door eigen gewicht en temperatuur.

	$M_{Gb}$ [kNm/m]	$M_{temp}$ [kNm/m]
Snede 1	-300	+101
Snede 2	+130	+43
Snede 3	-122	+82
Snede 4	+130	+44

Een vergelijkbare temperatuurbelasting (verschil  $\Delta T = 30^\circ$ ) is meegenomen in de Z-functie voor de probabilistische berekening, zie hoofdstuk 6.4.

### C.4.3 *Afwijkingen in belastingeffecten*

Door tal van oorzaken kunnen belastingeffecten in de werkelijkheid afwijken van de bovenstaande schattingen. De gewichtsbelasting in alle velden hoeft niet precies gelijk te zijn en ook stijfheden die hoger of lager zijn dan in een berekening aangenomen kunnen leiden tot afwijkende momenten. Dit wordt in de berekening meegenomen via de modelonzekerheidsfactor voor het belastingeffect (zie paragraaf 7.3). Er zijn geen systematische afwijkingen bekend die in de kritieke velden systematisch tot hogere of lagere belastingen hebben geleid.

## C.5 **Ongelijkmatige zettingen**

### C.5.1 *Inleiding*

Een eventuele zetting van de randkolommen (ten opzichte van de middenkolommen) zorgt voor extra negatieve momenten in de plaat. Voor het buigend moment in de centrale voeg is een dergelijke zetting dus ontlastend. De zetting werkt echter ongunstig voor de momenten in de strook tussen het momentennulpunt en de kolommenrij. Een mogelijk kritiek punt is de plaats waar de bovenwapening in deze kolomstrook wordt beëindigd en op die plaats is ook daadwerkelijk bezwijken opgetreden, alhoewel pas in tweede instantie, dat wil zeggen pas na bezwijken van de centrale voeg. Een en ander wordt bevestigd door verkennende berekeningen van TNO als wordt uitgegaan van een maximale zetting van 20 mm (schatting Fugro 2017).

Door BAM is aangegeven dat na het slopen [zie betreffende email van R. Sterken van de BAM van 01-09-2021] van de ingestorte parkeergarage de positie van de bovenkant van de palen zijn ingemeten en dat hierbij geen grote vervormingen zijn waargenomen. Uiteraard was er toen geen bovenbelasting meer aanwezig maar dat is alleen van belang voor de in beginsel relatief kleine elastische terugvering.

### C.5.2 *Rapporten van Tjerken en Inpijn & Blokpoel*

In deze paragraaf worden de rapporten van Tjerken [Tjerken 2017] en Inpijn & Blokpoel [Inpijn 2016] geëvalueerd.

De palen onder de kolommen 22-24 aan de kop van het gebouw (zie Figuur C.18) lijken gezien de boringen en sonderingen op het eerste gezicht te kort. Zie daartoe Tabel C.6. Tabel C.6 geeft een overzicht van de randkolommen 22-54 van het ingestorte deel van de parkeergarage op Eindhoven Airport met per kolom de nummers van de funderingspalen. De kolomnummers zijn overgenomen uit TNO rapport R11127 (Figuur C.18). De paalnummers zijn overgenomen uit het funderingscontrole rapport van Inpijn en Blokpoel (Figuur C.19), evenals het niveau onderkant paal en de paallengte. Er is dus verschil in paallengte tussen de palen onder de kolommen 22-24 en de palen onder de kolommen 25-29: ze liggen aan weerszijden van de stippellijn. De lengtes van de kolommen worden (zij het niet overal overtuigend) bevestigd door uitgevoerde controles met behulp van sonisch doormeten.

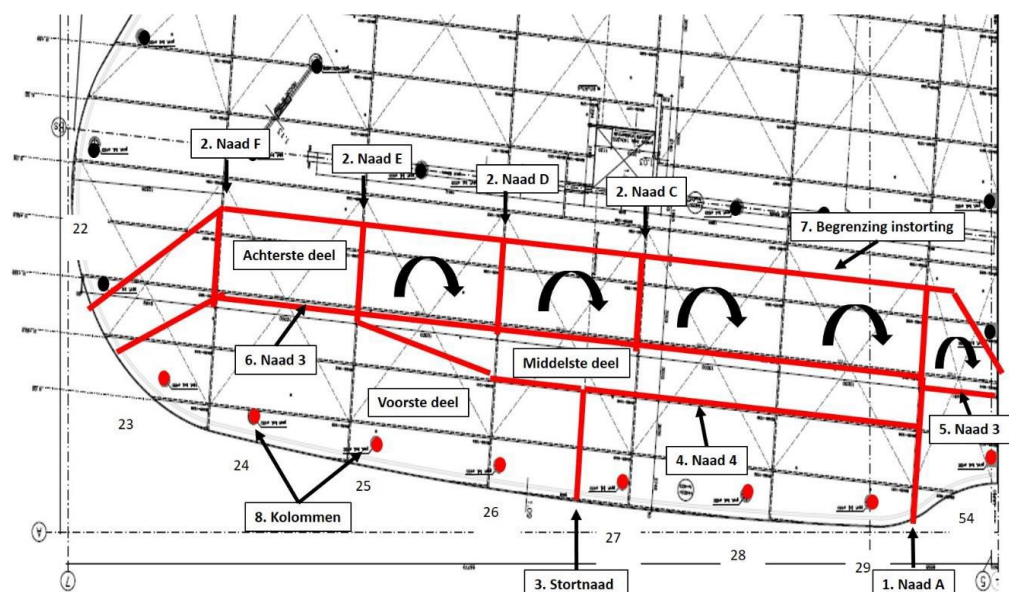
De codering voor de uitgevoerde sonderingen zijn aangegeven in de laatste kolom van Tabel C.6. De sondering DMK5 bevindt zich binnen de gebouwgrenzen tussen de kolommen 27 en 28. Sondering D39 bevindt zich ook tussen deze kolommen maar aan de buitenkant (zie Figuur C.19).

Figuur C.20 is afkomstig uit het rapport van J. Tjerken en geeft een overzicht van de uitgevoerde sonderingen. Merk op dat het ingestorte deel van de garage zich in deze Figuur linksboven bevindt. Volgens deze Figuur bevindt zich onder het deel B (dat is het ingestorte deel) van het gebouw rond NAP een 3 m dikke weinig draagkrachtige kleilaag (sondeerwaarden orde 1 MPa, zie figuur C.22). Hiermee is rekening gehouden door op die plaatsen (roze cirkels) de onderkant van de palen op NAP-4.5 m te ontwerpen (paallengte ca 22 m). Op plaatsen waar dat niet nodig is (groene cirkels) wordt NAP+6.00 m aangehouden (paallengte ca 12m).

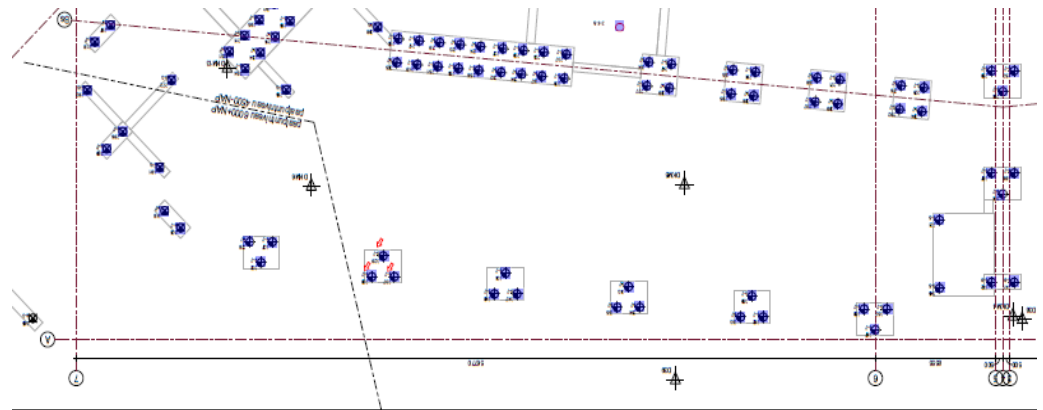
Dit is dus inderdaad gedaan voor de palen onder de kolommen 25-29 maar niet voor de palen onder de kolommen 22-24. Dit lijkt niet logisch. Bijzonder is daarbij ook dat de informatie in DMK6 op deze diepte (waarop een eventuele korte lengte nog gemotiveerd zou kunnen worden) in Figuur C.21 ontbreekt. Er is daar in Figuur C.20 ook geen roze of groene cirkel ingetekend.

Tabel C.6: Overzicht funderingspalen en sonderingen en boringen.

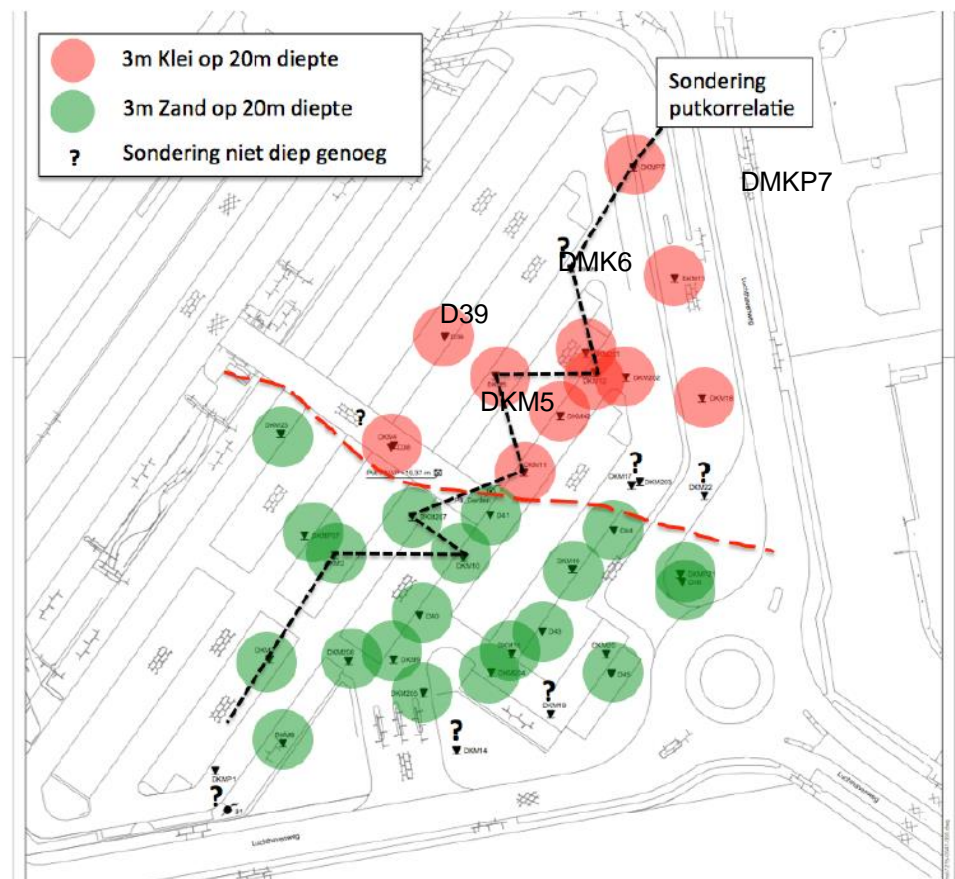
kolom	funderingspalen	diepte	Sondering/boring
54	midden		
29	367 357 358	tot nap-4.5 m (L=22m)	
28	362 363 350	tot nap-4.5 m (L=22m)	DMK5/D39
27	354 355 343	tot nap-4.5 m (L=22m)	
26	347 348 334	tot nap-4.5 m (L=22m)	
25	337 338 329	tot nap-4.5 m (L=22m)	DMK6
24	332 327 328	tot nap +6 m (L=12 m)	
23	301 299	tot nap +6 m (L=12 m)	
22	324 318 296 282	tot nap +6 m (L=12 m)	DKMP7



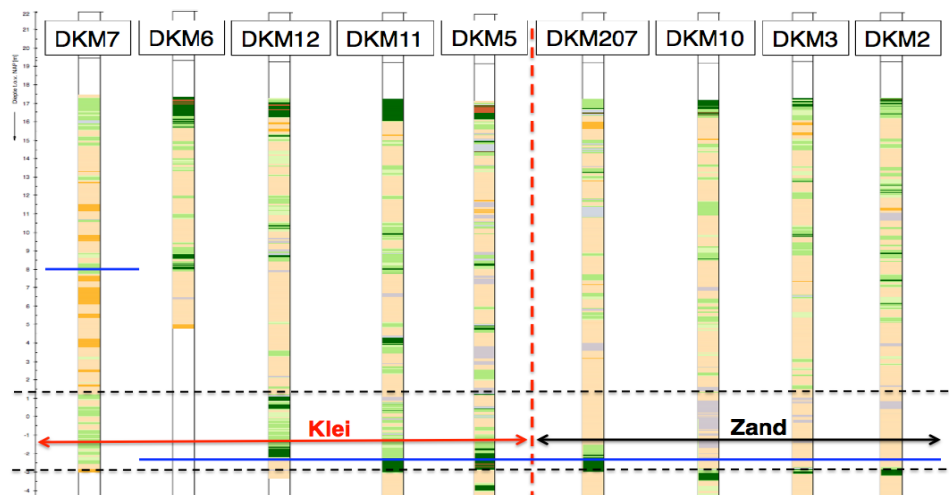
Figuur C.18: Kopie van figuur 6.1 uit TNO-rapport R11127.



Figuur C.19: Palenplan onder de rand- (en midden) kolommen (Rapportage Inpijn en Blokpoel).

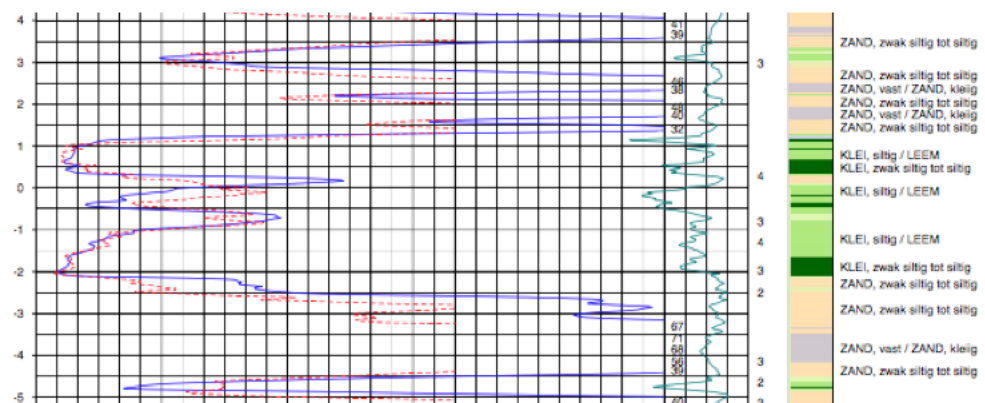


Figuur C.20: Kopie van Figuur 16 uit Rapport J Tjerken.



Figuur 13: Putkorrelatie van 9 sonderingen tussen DKM7 en DKM2. Tussen DKM5 en DKM207 zien we op NSAP niveau een transitie van voornamelijk zand in het zuidwesten naar klei in het noordoosten. Sondering DKM6 is helaas niet diep genoeg. De blauwe lijn geeft het paalpunt-niveau aan, hierbij valt op dat niet het hele gebied met klei dezelfde ondersteuning heeft. Lokatie van dit korrelatiepaneel is aangegeven op figuur 16.

Figuur C.21: Overzicht boringen (Rapport Tjerken).



**DKM201: voorbeeld van een door **klei** gedomineerd interval**

Figuur C.22: Voorbeeld van een sondering bij aanwezige kleilaag rond NAP (rapport Tjerken).

### C.5.3 Analyse

De volgende vragen zijn relevant voor het onderhavige onderzoek:

- Is de aangegeven sondering/boring DMK6 compleet of is er elders nog meer informatie?
- Waarop is de beslissing gebaseerd dat de onderkant van de palen onder de kolommen 22-24 niet dieper hoefde te reiken dan NAP+6m, zoals aangegeven in Figuur C.19?
- Zijn de koppen van deze kolommen later (na instorten van het gebouw) nog ingemeten?
- Kan gebrek aan draagkracht van de funderingen onder deze kolommen een rol hebben gespeeld bij het initiëren van de instorting?

De vierde vraag is uiteindelijk de meest essentiële voor de analyse in dit rapport. In beginsel lijkt het mogelijk dat bezwijken begint bij kolom 23/24 (bij de wellicht dus te korte palen) waardoor lokaal vloeit gaat optreden ter plaatse van het negatieve

moment nabij de midden-kolommen. Als gevolg daarvan gaat het gewicht van de plastisch deformerende plaatdelen via herverdeling deels op het element aan de andere kant van naad E (zie Figuur C.18) drukken. Het gevolg daarvan is dat positieve moment in naad 3 tussen de naden E en D (kolommen 25 respectievelijk 26) toeneemt. Bedenk dat de randkolommen in deze raai geen zetting ondergaan. Op die manier zal op die locatie de ontwikkeling van het standaardmechanisme (eerst bezwijkt naad 3 op een positief moment, daarna pas het negatief moment nabij de midden-kolommen) worden bevorderd. Dit proces zet zich dan voort richting kolom 29. Afgezien van de punt van het gebouw komen de brokstukken dan neer zoals ze zijn aangetroffen.

Als dit mechanisme daadwerkelijk is opgetreden, is het bezwijken dus begonnen bij de palen 23/24 en heeft het proces zich vervolgens doorgezet richting 28/29. Op basis van de CCTV beelden valt dit echter niet duidelijk vast te stellen. Van belang bij de beoordeling is dus ook of er al dan niet significante zettingen van de poeren bij 23/24 zijn waargenomen. Hierop is echter geen duidelijk antwoord gekregen.

Een andere vraagpunt is nog dat het beschreven mechanisme zich op alle verdiepingen had kunnen afspelen. Waarom gaat de bovenste vloer als eerste? Heeft dat toch met de temperatuur te maken? Eventuele zettingen zullen ook deels gedurende de bouw per bouwlaag (belastingtoename op de funderingspalen door bijkomende gewicht van een vloer) opgetreden zijn waarbij de onderste bouwlagen kritischer zijn dan de bovenste.

Als de zetting, op de wijze zoals hiervoor omschreven, een rol heeft gespeeld kan dit worden gemodelleerd door het invoeren van een iets hogere gewichtsbelasting bij de ingestorte vloer in het model van de grenstoestandsfunctie voor Eindhoven. Daarom is in de gevoeligheidsstudie (zie paragraaf 9.4) de invloed onderzocht van een 30% hogere gewichtsbelasting bij het ingestorte vloergedeelte.

Uit de resultaten (figuur 9.3) blijkt dat de mogelijke invloed van de zettingen op het falen van de vloeren in de parkeergarage zeer beperkt van invloed is op de betrouwbaarheid van een bestaande te beoordelen andere vloerconstructie in Nederland. Daarmee is de discussie hierboven niet wezenlijk relevant voor de uitkomst van het onderhavige onderzoek en is daarom niet verder onderzocht. Voor de goede orde wordt opgemerkt dat de zetting in deze gevoeligheidsstudie wordt aangenomen en er dus geen uitspraak wordt gedaan over de vraag of zettingen al dan niet zijn opgetreden en een rol speelden bij de instorting van de parkeergarage Eindhoven Airport.

## **C.6 Bijzonderheden tijdens de uitvoering**

In diverse rapportages wordt er gesproken over uitvoeringsfouten. Rapport [BubbleDeck 2020, doc 1] geeft een overzicht van mogelijk opgetreden tekorten. In deze paragraaf worden de voor de analyse in het onderhavige project meest relevante mogelijke afwijkingen in detail besproken, althans voor zover deze hiervoor nog niet aan bod zijn gekomen.

### **C.6.1 *Mogelijke afwijkingen in het beton t.p.v. naad 3, het startpunt van de instorting***

Op 5 februari 2018 is TNO-medewerker H. Borsje aanwezig geweest bij het gecontroleerd verwijderen van de vloerdelen tussen de naden C en D (uitvoering onder leiding van de OvV). Doel van dat bezoek was om te controleren of het in het

TNO-rapport 2017-R11127 beschreven bezwijkvlak daadwerkelijk verliep zoals daar beschreven.

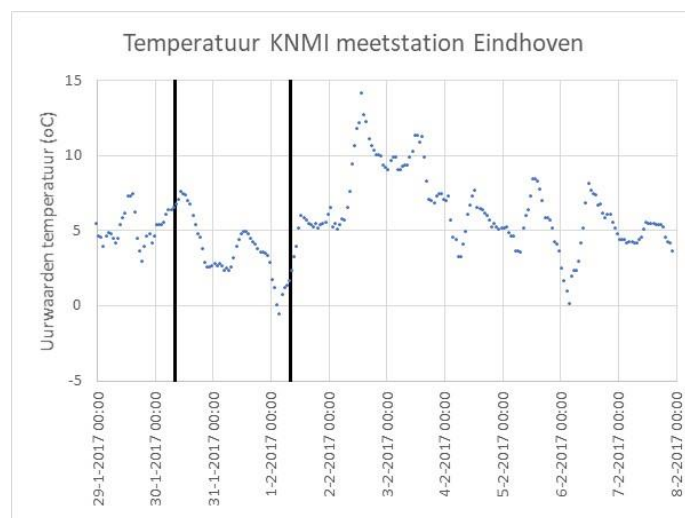
Op basis van dat aanvullende onderzoek is toen het volgende geconcludeerd:

- Uit de verificatie van het bezwijkvlak in vloer 4, nabij naad 3, wordt geconcludeerd dat het bezwijkvlak daadwerkelijk verloopt zoals is aangenomen in het TNO-rapport 2017 R11127 (zie Figuur 6.8 van dat rapport).
- De waarnemingen aan de bezwijkvlakken in vloer 4 onderschrijven het bezwijkmechanisme zoals omschreven in het TNO-rapport 2017 R11127, behorende bij een start van de instorting in naad 3.

Tijdens die inspectie zijn geen bijzonderheden waargenomen aan het beton en/of de wapening. Verder waren in de bezweken doorsneden ook geen leidingen aanwezig die de weerstand van de doorsnede negatief beïnvloeden kunnen hebben.

### C.6.2 *Storten beton in een vorstperiode*

Als beton gestort is in een vorstperiode kan dit leiden tot kwaliteitsvermindering. Het ingestorte deel van vloer 4 van de parkeergarage is op twee verschillende dagen gestort. Fase B1 van vloer 4 is gestort op 30 januari 2017 en fase B2 is gestort op 1 februari 2017. In Figuur C.23 zijn de uurwaarden weergegeven van de temperatuur zoals die is gemeten op het KNMI weerstation in Eindhoven. De verticale lijnen zijn ingetekend op 8.00 h van de twee stortdagen waarop vloer 4 is gestort. Hieruit blijkt dat er niet in een vorstperiode is gestort maar zeer kort erna.



Figuur C.23: Temperatuursverloop op de dagen waarop de fasen B1 en B2 van vloer 4 zijn gestort.

Ten tijde van het storten en in de periode vlak na het storten was er dus geen sprake van vorst. Volgens algemeen aanvaarde kennis kan er dan geen of nauwelijks sprake zijn van kwaliteitsverlies.

### C.6.3 *Vroegtijdig laten schrikken*

Uit de beschikbare historische gegevens van vloer 4 (voor de genoemde fasen B1 en B2), in combinatie met de rijpheidsmetingen, volgt de in Tabel C.7 aangegeven inschatting van de betondruksterkte ten tijde van het schrikken van de vloerdelen.



Tabel C.7: Ingeschatte betondruksterkte ten tijde van schrikken vloerdelen.

	Vloer fase B1	Vloer fase B2
Storten beton	30-1-2017	1-2-2017
Starttijd concretemete (rijpheidsmeting)	15:00	16:00
Tijdsduur voor 18 MPa	119.5 uur	126 uur
Datum 18 MPa	4-2-2017	6-2-2017
Tijd 18 MPa	13:10	20:20
Datum schrikken stempels	6-2-2017	7-2-2017
Sterkte om 7:00 op dag van schrikken (MPa)	19.1	18.3

Tabel C.7 geeft geen aanwijzingen dat schrikken van de vloer is uitgevoerd bij een betondruksterkte lager dan 18 MPa.

In [Hageman, Rapport 9663-1-0], wordt daarover in hoofdstuk 9 het volgende gesteld:

Bij de beschouwing van de dwarskrachtcapaciteit blijkt dat deze ten gevolge van het tijdelijk verwijderen van de onderstempeling bij een beperkte druksterkte van het beton, kritisch wordt. Het verschil tussen de grootste dwarskracht bij de aanwezige belasting en de gemiddelde weerstand van de constructie is beperkt. Toch zijn er een aantal argumenten op basis waarvan gesteld kan worden dat het bezwijken op dwarskracht niet het bepalende bezwijkmechanisme is geweest. Deze argumenten zijn:

- de onderstempeling is in februari van 2017 verwijderd en omdat de sterkte van de vloer gedurende de tijd zal toenemen, is het niet aannemelijk dat de vloer in een latere fase bij gelijkblijvende belasting alsnog zal bezwijken;
- het bezwijken is opgetreden op het einde van een warme dag waarbij ten gevolge van het temperatuurverschil tussen de bovenzijde van de dakvloer en de onderzijde van de dakvloer de dwarskracht in de beschouwde kritische snede juist ontlast wordt.

En in hoofdstuk 10 (conclusies van hetzelfde rapport):

Uit de analyse van de dwarskrachtweerstand blijkt dat de dwarskrachtweerstand kritisch is. Het verschil tussen de grootste dwarskracht ten gevolge van de aanwezige belasting en de gemiddelde weerstand van de constructie is vanwege de beperkte druksterkte op het moment van het verwijderen van de stempels, beperkt. Het is echter aannemelijk dat als dit mechanisme kritisch zou zijn, de constructie in februari, gelijk na het verwijderen van de stempels, zou zijn bezweken.

Om de invloed van schrikken bij de lage druksterkte van 18 MPa na te gaan is dit effect tijdens de Eindhoven Airport proeven aan de TUE onderzocht (proevenserie van 2017 met aanduiding VL18 en VL34a zoals gerapporteerd in [Hageman, Rapport 9663-1-0, Bijlage XI], waarbij de 18 en 34 staan voor de na te streven betondruksterkte ten tijde van beproeven). Er werd geen significant effect gevonden van de aanwezige betondruksterkte van de druklaag ten tijde van de proef. Hierbij moet opgemerkt worden dat de situatie in de proeven uiteindelijk enigszins afweek van de beoogde situatie en dus ook van de situatie op de bouwplaats. Uiteindelijk bleek VL18 te zijn uitgevoerd bij ca 22 MPa druksterkte van de druklaag. Voor de zeven uitgevoerde proeven in het Eindhoven Airport onderzoek (proevenserie van 2017 met aanduiding VL18 en VL34a zoals gerapporteerd in [Hageman, Rapport 9663-1-0, Bijlage XI] geldt dat bezwijken optrad doordat na het ontstaan van een scheur in het aansluitvlak, die doorloopt tot en met de eerste tralieligger, het resterende deel van het aansluitvlak bezweek en de tralieligger uit de breedplaat werd getrokken. De betondruksterkte van de druklaag kan van invloed zijn geweest op het moment waarop de scheur in het aansluitvlak ontstaan, maar de betondruksterkte van de breedplaat zal bepalend zijn geweest voor het uittrekken

van de tralie uit de breedplaat. De betondruksterkte van de breedplaten ten tijde van het uitvoeren van de proeven was niet exact bepaald, maar gegeven het feit dat deze breedplaten al enige tijd voor het storten van de druklaag geproduceerd zijn, maakt dat het effect van doorgaande hydratatie op de betondruksterkte ten tijde van het beproeven ten opzichte van elkaar (18-serie en 34 -serie) beperkt zal zijn. Het in hoofdstuk 4 omschreven faalmechanisme  $R_3$  was dus maatgevend in de proeven. Op basis van bovenstaande kan zodoende geconcludeerd worden dat de invloed van het tijdstip van schrikken op de sterkte zeer beperkt was.

## C.7 Getalsmatige input voor Z-functie Eindhoven Airport

In deze paragraaf wordt op basis van de informatie uit deze bijlage (met name hoofdstuk C.2) de getalsmatige inputwaarden gegeven voor de beschrijving van de stochasten in de Z-functie voor de vloeren voor Eindhoven Airport.

Er is sprake van zelfverdichtend beton (ZVB), niet nabewerkt, detailleringwijze I. De karakteristieke veranderlijke belasting is in dit geval  $2 \text{ kN/m}^2$  daar het een parkeerdek betreft. In werkelijkheid heeft de vloer nooit een dergelijke veranderlijke belasting ondergaan en is dus niet meegenomen in het onderhavige onderzoek. Tabel C.8 geeft een overzicht van de sterkte- en belastingparameters in de berekening.

Tabel C.8: Overzicht parameters Eindhoven Airport in de berekening.

Var.	Beschrijving	Waarde
$h_t$	Totale hoogte vloer	450 mm
$h_{bp}$	Hoogte breedplaat	70 mm
$L$	Overspanning randveld	15,5 m
$\phi_{kop}$	Diameter koppelwapening	16 mm
$l_{kop}$	Laslengte koppelwapening	775 mm
$s_{kop}$	Hart-op-hart afstand koppelwapening	100 mm*
$c_{sp}$	Betondekking bij steunpunt	40 mm
$\phi_{sp}$	Diameter steunpuntwapening	20 mm
$s_{sp}$	Hart-op-hart afstand steunpuntwapening	94,3 mm*
$\phi_{tra}$	Diameter diagonalen tralieligger	6 mm
$a_{tra}$	Afstand hart tralie tot de voeg	425 mm
$n_{tra}$	Aantal diagonalen per strekkende meter	20
$z_{tra}$	Diepte van de onderzijde van de tralieligger in breedplaat	21 mm
$\theta_{tra}$	Kleinste hoek tussen aansluitingsvlak en diagonalen tralieligger	60°
$f_{ck,bp}$	Karakteristieke (cilinder)betondruksterkte breedplaat	35 MPa
$f_{ck,is}$	Karakteristieke (cilinder)betondruksterkte in-situ toplaag	35 MPa
$f_{yk}$	Karakteristieke vloeispanning wapening	500 MPa
$\gamma_G$	Partiële factor permanente belasting CC2	1,35
$\gamma_Q$	Partiële factor veranderlijke belasting CC2	1,50
$\gamma_c$	Partiële factor betondruksterkte	1,50
$\gamma_s$	Partiële factor vloeien wapeningsstaal	1,15
$\alpha_{cc}$	Correctiefactor druksterkte lange duur	1,00
$\xi$	Reductiefactor permanente belasting CC2	0,89
$\psi_0$	Combinatiefactor belasting categorie F: voertuigen $\leq 25 \text{ kN}$	0,7

\* Equivalente waarden per strekkende meter.

Tabellen C.9 en C.10 geven de parameterwaarden voor het geval Eindhoven Airport zoals deze zijn meegenomen in de berekeningen in hoofdstuk 9.

Tabel C.9: Overzicht van stochasten in de grenstoestandsfunctie voor Eindhoven Airport.

Var.	Beschrijving	Verdeling	Gemiddelde	Variatie-coëfficiënt
$f_{c,bp}$	Betondruksterkte breedplaat	Lognormaal	43 MPa	0,15
$f_{y,bp}$	Vloeispanning wapening breedplaat	Lognormaal	550 MPa	0,05
$f_{c,is}$	Betondruksterkte in-situ toplaag (aangepast voor Eindhoven)	Lognormaal	43 MPa	0,05*
$f_{y,kop}$	Vloeispanning koppelwapening	Lognormaal	550 MPa	0,05
$f_{y,sp}$	Vloeispanning steunpuntswapening	Lognormaal	550 MPa	0,05
$C_{v1}$	Ruwheidparameter aansluitingsvlak voor faalmechanisme 1	Lognormaal	0,075	0,1
$\mu_v$	Ruwheidparameter aansluitingsvlak voor faalmechanisme 2	Lognormaal	0,6	0,1
$\alpha_1$	Coëfficiënt faalmechanisme 1	Lognormaal	1,44	0,290**
$\alpha_2$	Coëfficiënt faalmechanisme 2 (aangepast voor Eindhoven)	Lognormaal	1,42	0,170**
$\alpha_3$	Coëfficiënt faalmechanisme 3 (aangepast voor Eindhoven)	Lognormaal	1,51	0,083**
$\mu_2 - 1$	Ductiliteit voeg mechanisme 2	Lognormaal	2,15	0,51
$\mu_3 - 1$	Ductiliteit voeg mechanisme 3 (aangepast voor Eindhoven)	Lognormaal	1,42	0,29
$\mu_4 - 1$	Ductiliteit voeg mechanisme 4	Lognormaal	3,55	0,38
$\Delta T$	Temperatuurverschil onder- en bovenzijde vloer (1-jaar maximum)	Gumbel	30 K	0,1
$E$	Elasticiteitsmodulus	Lognormaal	35 GPa	0,1
$\alpha$	Coëfficiënt voor thermische uitzetting	Lognormaal	$1,2 \cdot 10^{-5} K^{-1}$	0,1
$G_b$	Eigengewicht	Normaal	8,6 kN/m <sup>2</sup>	0,05
$G_o$	Permanente belasting (alleen een dunne coating)	Normaal	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,1
$C_{0Q}$	Tijdsonafhankelijke onzekerheid van de veranderlijke belasting	-	0	-
$Q$	Veranderlijke belasting (5-jaar maximum)	-	0	-
$\theta_E$	Onzekerheid in de berekening van het belastingeffect (moment)	Lognormaal	1,0	0,1
$\theta_R$	Modelonzekerheid momentweerstand	Lognormaal	$m_{\theta_R}$	$V_{\theta_R}$
$m_{\theta_R}$	Gemiddelde van $\theta_R$	Lognormaal	1,0	0,3
$V_{\theta_R}$	Variatiecoëfficiënt van $\theta_R$	Lognormaal	0,2	1,0

\* Kleinere variatiecoëfficiënt dan voor de gevallen 1 t/m 12 uit hoofdstuk 5 omdat over de betonkwaliteit gebruikt in Eindhoven Airport meer zekerheid is.

\*\* Geoptimaliseerd zodat de momentweerstand de uit de experimenten resulterende variatiecoëfficiënt heeft.

De coëfficiënten van faalmechanisme 2 en 3 zijn gekalibreerd op basis van de proeven die zijn uitgevoerd op de configuratie van de voeg zoals toegepast in Eindhoven, zie ook paragraaf C.2.3 van deze bijlage.

Tabel C.10: Overzicht statistische eigenschappen berekende momentweerstand.

Var.	Beschrijving	Gemiddelde [kNm/m <sup>1</sup> ]	Variatie-coëfficiënt
$M_{R1}$	Bezwijken ongewapend aansluitingsvlak op aanhechting	100,0	0,31
$M_{R2}$	Bezwijken gewapend aansluitingsvlak op scheurwrijving	141,9	0,19
$M_{R3}$	Bezwijken door uittrekken van de tralieligger	84,1	0,13
$M_{R4}$	Bezwijken door vloeien van de koppelwapening	397	0,05
$M_{R, \text{supp}}$	Bezwijken door vloeien steunpuntswapening	688	0,05

In hoeverre de kracht in de koppelwapening (gemiddeld) kan worden overgedragen is bepaald als:

$$r = \frac{\max(M_{R1}, M_{R2}, M_{R3})}{M_{R4}} = 0,36$$

Voor de momenten is uitgegaan van de gemiddelde waarden uit Tabel C.10. De waarde van  $r$  is hier slechts 0,36. Dat betekent dat de voegweerstand slechts ongeveer 1/3 is van de weerstand in geval van het optreden van mechanisme R4 (vloeien van de wapening).

## C.8 Literatuur

TNO. (2017). *Onderzoek naar de technische oorzaak van de gedeeltelijke instorting van de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport*. Rapport, TNO 2017 R11127, 22 september.

Adviesbureau Hageman (Hageman 2017), Rapport 9663-1-0, Dossier 9663, *Bezwijken parkeergarage Eindhoven airport, Analyse naar de oorzaak*, 25 september 2017

Adviesbureau Hageman (Hageman 2019), Rapport 9780-1-0, Dossier 9780, *Voorstellen voor en achtergrond bij rekenregels voor beoordeling van bestaande bouw*, 20 mei 2019

Vrouwenvelder A, *Gespreksverslag overleg van de heren Plug, Plass, Dieteren en Vrouwenvelder gevoerd op 11 januari 2021*, Notitie TNO. Februari 2021.

















BBT-17-M-00011-JDr, *Parkeergarage P1 Eindhoven, Toetsing aanhechting beton op breedplaatvloer*, Memo BAM, d.d. 28 juni 2017

Fugro 2017, 1017-0205-000-31R02v2, *HOV Terminal Eindhoven Airport*, 20 juli 2017






Inpijn-Blokpoel, *Nieuwbouw Multi Purpose Building Airport Eindhoven te Eindhoven*, 6 juli 2016

Tjerkens J, *De structurele geologie onder de luchthaven Eindhoven*, 14 augustus 2017

Documenten ter beschikking gesteld aan TNO door de heer Plug, directeur Bubbledeck n.a.v. overleg 2021-01-11:

-  1. Vragen en vraagtekens Parkeergarage Eindhoven.pdf
-  2. 12.06.17 Hageman Offerte onderzoek Eindhoven.pdf
-  3. 21.6.17 Hageman opdrachtbevestiging onderzoek Eindhoven (2).pdf
-  4. moment en gevolg zakken randpalen.pdf
-  5. scheurvorming haaks op rand.jpg
-  6. scheurvorming boven kolom.jpg
-  7. Eindhoven plasvorming I.pdf
-  8. plasvorming rand.jpg
-  9. fragment beproeving vloer Eindhoven (1).pdf
-  10. testelement geprepareerd voor test.pdf
-  11. testelement met Simon Wijte.pdf
-  12. testelement te prepareren Hageman.pdf
-  13 uittreksels Gudmond-Hoyer disclaimers.pdf
-  14. uittreksel verslag Archimedes.pdf
-  16. vier verdiepingen gelijke breukvlakken.JPG
-  17. brokstukken buiten contour parkeergarage.JPG

Documenten ter beschikking gesteld aan TNO door de heer Plug, directeur Bubbledeck n.a.v. overleg 2021-09-13:

-  18.a. Milleniumtoren onderzoeksresultaten.pdf
-  18.b. Dycore test element.pdf
-  18.c. Dycore testen berekening.pdf
-  18.d. Dycore testen voegen.pdf
-  19. Brazilie DeflectionTests\_CADF\_abstract.pdf

Alle documenten zijn door TNO bekeken en voor zover van toepassing meegenomen in de modellering van het bezwijkmechanisme van de parkeergarage in Airport Eindhoven. In het bijzonder is gebruik gemaakt van:

- [1] bij C.6 (uitvoering)
- [4] bij C.5 (zakking fundering)
- [5] en [6] bij C3.4 (scheurvorming voorafgaand aan bezwijken)
- [7] en [8] bij C3.3 (plasvorming voorafgaand aan bezwijken)
- [14], [16] en [17] bij C3.1 en C3.2 (analyse opgetreden bezwijkvorm)

## D Betrouwbaarheidsanalyse voor statisch bepaald opgelegd vloerveld

### D.1 Beschrijving

In het geval van een enkel vloerveld dat op twee punten scharnierend is opgelegd, is er sprake van een statisch bepaald opgelegd vloerveld. Er wordt een doorsnede gemaakt waarbij er een schematisering tot een enkele ligger ontstaat. De eigenschappen van de gevallen beschouwd voor de enkel veld schematisatie (statisch bepaald) zijn gegeven in Tabel D.1.

Tabel D.1: Eigenschappen van de beschouwde gevallen.

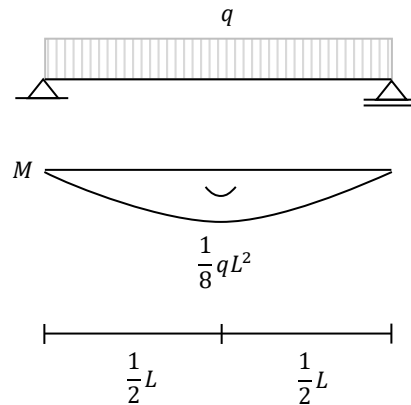
Geval	Over-spanning (L) [m]	Totale hoogte vloer ( $h_{tot}$ ) [mm]	Lengte koppel-wap. ( $l_{kop}$ ) [mm]	Koppel-wapening ( $\phi_{kop}-s_{kop}$ ) [mm]	Afstand naad-tralie ( $a_{tra}$ ) [mm]	Ontwerp belast. ( $Q_k$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	Stochastische vloer-belast.*	Reductie volume & effectief opp.**	Type beton	Nabe-werking beton
1	5,4	240	625	Ø12-150	400	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
2	7,2	310	775	Ø16-175	320	4	Kantoor	30%	ZVB	Nee
3	7,2	360	803	Ø16-150	400	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
4	7,2	360	795	Ø16-150	550	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
5	7,2	360	795	Ø16-150	550	4	Kantoor	30%	ZVB	Nee
6	7,2	360	803	Ø16-150	508	4	Kantoor	30%	ZVB	Nee
7	7,2	420	640	Ø12-100	400	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
8	7,2	360	750	Ø16-130	425	5	Kantoor	26%	Trad.	Nee
9	10	410	975	Ø20-175	400	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
10	10	410	966	Ø20-150	425	4	Kantoor	27%	ZVB	Nee
11	10	540	803	Ø16-150	400	4	Kantoor	-	Trad.	Ja
12	12	480	975	Ø20-175	400	2	Parkeren	22%	ZVB	Nee

\* Kantoor en onderwijsgebouwen:  $m_Q = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>,  $V_Q = 0,48$  en parkeergarages:  $m_Q = 1,9$  kN/m<sup>2</sup>,  $V_Q = 0,11$  (zie hoofdstuk 6). Er wordt in hoofdstuk 8 ook een gevoeligheidsstudie gerapporteerd.

\*\* De reductie van het volume en het effectieve oppervlak blijken qua percentage nagenoeg overeen te komen.

## D.2 Grenstoestandsfunctie

Er wordt een enkele ligger beschouwd met een kritische doorsnede in het midden van het veld waar het moment maximaal is. Er is aangenomen dat de kritische voeg is aangebracht ter plaatse van het maximale veldmoment, zie Figuur D.1.



Figuur D.1: Elastische analyse van de statisch bepaalde ligger.

Het bezwijken van de voeg tussen de breedplaten wordt beschreven met de grenstoestandsfunctie. Het falen van de breedplaatvloer treedt op wanneer er geldt  $Z < 0$ . De grenstoestandsfunctie is uitgedrukt met de volgende vergelijking:

$$\begin{aligned}
 Z &= \theta_R M_R - \theta_E M_E = \\
 &= \theta_R M_R - \theta_E \frac{1}{8} q L^2 \\
 &= \theta_R M_R - \theta_E \frac{1}{8} (G_b + G_o + C_{0Q} Q) L^2
 \end{aligned} \tag{D.1}$$

waarin:

- $\theta_R$  is de modelonzekerheid van de weerstand;
- $M_R$  is de momentweerstand;
- $\theta_E$  is de modelonzekerheid van het belastingeffect;
- $G_b$  is het eigengewicht van de constructie;
- $G_o$  is de opgelegde permanente belasting;
- $C_{0Q}$  is de tijdsafhankelijke variatie van de variabele belasting;
- $Q$  is de variabele belasting; en
- $L$  is de overspanningslengte.

Wanneer er een temperatuurverschil optreedt tussen de boven- en onderzijde van de (dak)vloer kan er vrije vervorming plaatsvinden in deze schematisatie (opbolling door zonbestraling). Zodoende wordt hier de temperatuurbelasting niet beschouwd.

## D.3 Modelonzekerheden

Naast de stochasten voor de belasting en de weerstand (zie 7.3) zijn een modelonzekerheid voor de belastingeffect bepaling  $\theta_E$  en modelonzekerheid voor de weerstand  $\theta_R$  opgenomen. Op deze wijze wordt een gebrek aan kennis over de precieze modellering tot uitdrukking gebracht.

### D.3.1 Modelonzekerheid in belasting en belastingeffect

De beschrijving van de stochast die de onzekerheid in de bepaling van het belastingeffect weergeeft is gegeven in Tabel D.2. De gekozen waarden zijn in overeenstemming met de JCSS Probabilistic Model Code (2001).

Tabel D.2: Beschrijving van parameters in grenstoestandsfunctie.

Var.	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde waarde	Variatie-coëfficiënt
$\theta_E$	Onzekerheid in de berekening van het belastingeffect (moment)	Lognormaal	1,0	0,1

### D.3.2 Modelonzekerheid weerstand van het systeem

De modelonzekerheid van de weerstand ( $\theta_R$ ) brengt het verschil in rekening tussen de wiskundige (of mechanische) modellering en de werkelijkheid. Zie paragraaf 3.1 voor een nadere beschouwing welke effecten in de modelonzekerheid worden meegenomen.

Deze modelonzekerheid wordt beschouwd als een bron van onzekerheid waarvan de grootte reduceerbaar is door meer (vloerspecifieke) informatie te verzamelen. In onderhavige studie waarbij het presteren van andere vloeren wordt meegenomen om de bewezen sterkte aan te tonen, zijn het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van  $\theta_R$  zelf ook stochastisch. Dit omdat de modelonzekerheid van elk van de vloeren anders is (door de andere wijze van de detaillering, uitvoeren, etc.). De gemiddelde waarde en variatiecoëfficiënt van de modelonzekerheid worden vóór het uitvoeren van de bewezen sterkte analyse als niet bekend verondersteld. De parameters worden daarom a priori breedbandig (niet sterk informatief) gekozen, zie Tabel D.3. Door de data volgend uit het track record worden deze parameters geüpdatet. Door het sterke niet-informatieve karakter van de keuzes in Tabel D.3, zijn de exacte waarden in deze tabel niet zozeer van belang, de invloed op het eindresultaat is verwaarloosbaar.

Tabel D.3: Beschrijving van parameters in grenstoestandsfunctie.

Var.	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde waarde	Variatie-coëfficiënt
$\theta_R$	Modelonzekerheid momentweerstand	Lognormaal	$m_{\theta_R}$	$V_{\theta_R}$
$m_{\theta_R}$	Gemiddelde van $\theta_R$	Lognormaal	1,0	0,3
$V_{\theta_R}$	Variatiecoëfficiënt van $\theta_R$	Lognormaal	0,2	1,0

## D.4 Gegevens vloerparameters

Een overzicht van parameters waarmee in de berekening de vloer wordt gekarakteriseerd is gegeven in Tabel D.4. De variërende waarden zijn gedefinieerd in de subpopulaties van de breedplaatvloeren (paragraaf 5.3). De vloer is ontworpen als statisch bepaalde ligger waarin NEN-EN 1990 vergelijkingen voor de fundamentele belastingscombinatie (6.10a) en (6.10b) zijn toegepast. De hart-op-hart afstand tussen de staven van de koppelwapening  $s_{kop}$  zijn teruggerekend zodat er precies  $UC = 1$  geldt voor de toets van de momentweerstand uitgaande van bereiken van vloei van de koppelwapening volgens de uitgangspunten in 6.1 van NEN-EN 1992-1-1, zie Tabel D.5. Op deze wijze wordt de minimaal benodigde hoeveelheid wapening bepaald.



Tabel D.4: Overzicht parameters in de semi-probabilistische ontwerpberekening.

Var.	Beschrijving	Waarde
$h_t$	Totale hoogte vloer	(varieert)
$h_{bp}$	Hoogte breedplaat	70 mm
$L$	Overspanningslengte	(varieert)
$\phi_{kop}$	Diameter koppelwapening	(varieert)
$l_{kop}$	Lengte koppelwapening vanaf de naad ( $1,2 \cdot 34 \phi_{conn} + 150$ mm)	(varieert)
$s_{kop}$	Hart-op-hart afstand koppelwapening	(varieert)
$\phi_{tra}$	Diameter diagonalen tralieligger	6 mm
$a_{tra}$	Afstand hart tralieligger tot de voeg	(varieert)
$n_{tra}$	Aantal diagonalen per strekkende meter	20
$z_{tra}$	Diepte van de onderzijde van de tralieligger in breedplaat	25 mm
$\theta_{tra}$	Kleinste hoek tussen aansluitingsvlak en diagonalen tralieligger	60°
$f_{ck,bp}$	Karakteristieke (cilinder)betondruksterkte breedplaat	35 MPa
$f_{ck,is}$	Karakteristieke (cilinder)betondruksterkte in-situ toplaag	30 MPa
$f_{yk}$	Karakteristieke vloeispanning wapening	500 MPa
$\gamma_G$	Partiële factor permanente belasting CC2	1,35
$\gamma_Q$	Partiële factor veranderlijke belasting CC2	1,50
$\gamma_c$	Partiële factor betondruksterkte	1,50
$\gamma_s$	Partiële factor vloeien wapeningsstaal	1,15
$\alpha_{cc}$	Correctiefactor druksterkte lange duur	1,00
$\xi$	Reductiefactor permanente belasting CC2	0,89
$\psi_0$	Combinatiefactor belasting categorie B: kantoorruimtes	0,5
$\psi_0$	Combinatiefactor belasting categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht < 25 kN	0,7

Tabel D.5: Overzicht teruggerekende hart-op-hart afstanden (zodat UC = 1).

Naam	Overspanning ( $L$ ) [m]	Totale hoogte vloer ( $h_{tot}$ ) [mm]	Koppelwapening ( $\phi_{kop}-s_{kop}$ ) [mm]	Teruggerekende hoh-afstand ( $s_{kop}$ ) [mm]
Geval 1	5,4	240	Ø12-150	135
Geval 2	7,2	310	Ø16-175	202
Geval 3	7,2	360	Ø16-150	192
Geval 4	7,2	360	Ø16-150	192
Geval 5	7,2	360	Ø16-150	232
Geval 6	7,2	360	Ø16-150	232
Geval 7	7,2	420	Ø12-100	122
Geval 8	7,2	360	Ø16-130	206
Geval 9	10	410	Ø20-175	165
Geval 10	10	410	Ø20-150	198
Geval 11	10	540	Ø16-150	128
Geval 12	12	480	Ø20-175	191

## D.5 Stochasten

Een overzicht van de stochasten gebruikt in de grenstoestandsfunctie is gegeven in Tabel D.6. Er wordt geen gebruik gemaakt van ductiliteit of temperatuurinvloeden, de bijbehorende stochasten worden in onderstaande tabel dus ook niet genoemd.

Tabel D.6: Overzicht van stochasten in de grenstoestandsfunctie.

Var.	Beschrijving	Verdeling	Gemiddelde	Variatie-coëfficiënt
$f_{c,bp}$	Betondruksterkte breedplaat	Lognormaal	43 MPa	0,15
$f_{c,is}$	Betondruksterkte in-situ toplaag	Lognormaal	38 MPa	0,15
$f_y$	Vloeispanning wapening	Lognormaal	550 MPa	0,05
$C_{v1}$	Ruwheidparameter aansluitingsvlak	Lognormaal	Trad: 0,15 ZVB: 0,075	0,1
$\mu_v$	Ruwheidparameter aansluitingsvlak	Lognormaal	Trad: 0,7 ZVB: 0,6	0,1
$\alpha_1$	Coëfficiënt faalmechanisme 1	Lognormaal	Trad: 1,06 ZVB: 1,44	Trad: 0,446* ZVB: 0,296*
$\alpha_2$	Coëfficiënt faalmechanisme 2	Lognormaal	Trad: 2,25 ZVB: 2,06	Trad: 0,156* ZVB: 0,338*
$\alpha_3$	Coëfficiënt faalmechanisme 3	Lognormaal	1,68	0,165*
$G_b$	Eigengewicht	Normaal	(varieert)	0,05
$G_o$	Permanente opgelegde belasting	Normaal	(varieert)	0,1
$C_{0Q}$	Tijdsonafhankelijke onzekerheid van de veranderlijke belasting	Lognormaal	1,0	0,1
$Q$	Veranderlijke belasting (5-jaar max.)	Gumbel	(varieert)	(varieert)

\*Gekalibreerd zodat de momentweerstand de uit de experimenten resulterende variatiecoëfficiënt heeft.

## D.6 Correlaties

In de probabilistische analyse dient rekening te worden gehouden met de (auto-) correlaties in de tijd en tussen vloeren. Een overzicht van de correlaties volgens exponentieel model is gegeven in Tabel D.7.

Tabel D.7: Overzicht van de correlaties in de tijd en tussen vloeren.

Var.	Omschrijving	In de tijd (enkele vloer)	Tussen vloeren, eigen gebouw	Tussen vloeren, ander gebouw
$G_b$	Eigen gewicht	1	0,8	0
$G_o$	Permanente belasting	1	0,8	0
$Q$	Veranderlijke belasting (5-jaar max.)	0	0,7	0
$M_R$	Momentweerstand	1	0	0
$\theta_E$	Modelonzekerheid belastingeffect	1	1	0
$\theta_R$	Modelonzekerheid momentweerstand	1	0,8	0
$m_{\theta_R}$	Gemiddelde van $\theta_R$	1	1	1
$V_{\theta_R}$	Variatiecoëfficiënt van $\theta_R$	1	1	1

De correlatie in de tijd beschrijft hoe de stochast in de tijd gecorreleerd is. In het geval van eigengewicht en permanente belasting is gedurende de gehele

levensduur dezelfde belasting aanwezig. Ook voor de sterktestochasten inclusief modelonzekerheid is één en dezelfde sterkte in de tijd aanwezig. Alleen de variabele vloerbelasting verandert gemiddeld één in de vijf jaar naar een nieuwe waarde onafhankelijk van de waarde in de periode ervoor.

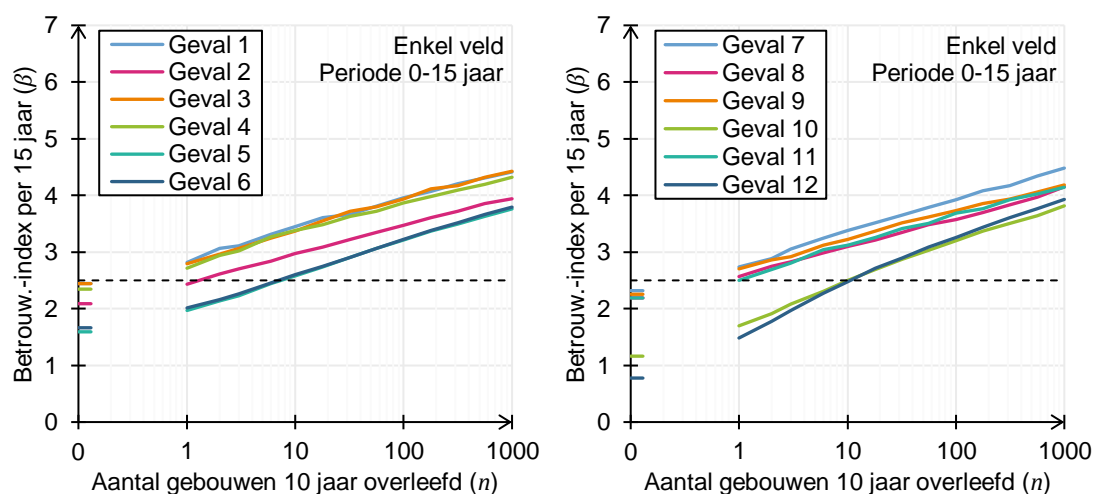
De correlatie tussen vloeren binnen één gebouw wordt voor de eigengewicht- en permanente belasting gekozen als 0,8. Deze waarde is waarschijnlijk aan de hoge kant; dit is conservatief in een bewezen sterkte analyse. De veranderlijke belasting heeft een correlatie van 0,7 voor vloeren binnen hoofdstuk 6, zie daarvoor hoofdstuk 6. De correlatie tussen de momentweerstand van verschillende vloeren is als 0 gekozen, deze zijn onafhankelijke trekkingen uit de verdelingsfunctie van de experimenteel bepaalde momentweerstand. Voor de modelonzekerheid aan de weerstandskant wordt uitgegaan van een correlatie van 0,8 binnen één gebouw, dit vanwege het feit dat binnen één gebouw waarschijnlijk sprake is van dezelfde randvoorwaarden, tussenwanden, etc.

Tussen gebouwen wordt gekozen voor onafhankelijkheid vanwege de verschillen in bouw, belastingen, materialen, etc. Het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt van  $\theta_R$  zijn altijd volledig gecorreleerd, zie voor een toelichting paragraaf D.3.

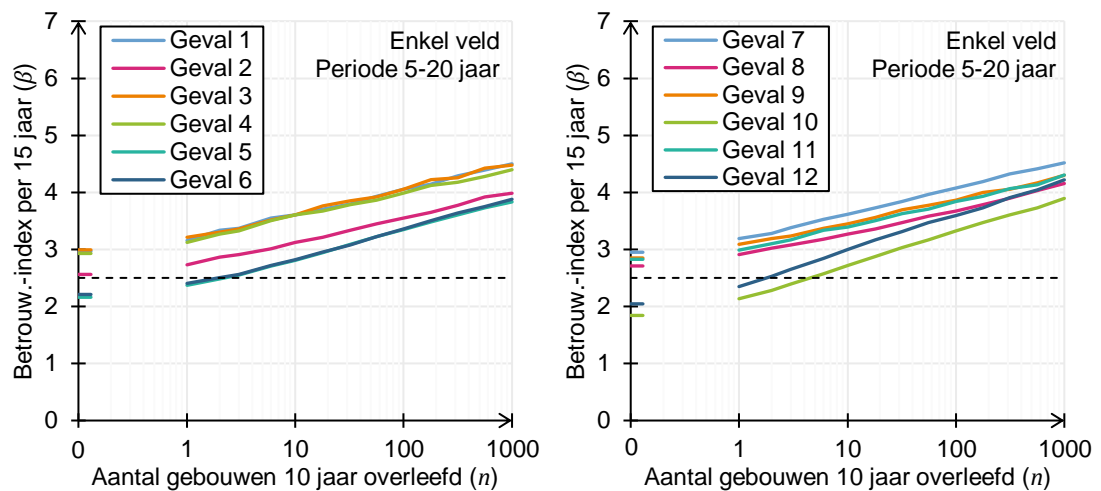
## D.7 Resultaten

In onderstaande grafieken is het betrouwbaarheidsniveau (uitgedrukt in een  $\beta$ -waarde voor een referentieperiode van 15 jaar) van de breedplaatvloeren weergegeven. In Figuur D.2 is de betrouwbaarheid weergegeven voor een constructie beschouwd op  $t = 0$ ; m.a.w. zonder bewezen sterkte van diezelfde constructie in de tijd. In Figuur D.3 is de betrouwbaarheid beschouwd op  $t = 5$  jaar, m.a.w. een bestaande constructie van minimaal 5 jaar oud. In Figuur D.4 is de betrouwbaarheid beschouwd op  $t = 10$  jaar, m.a.w. een bestaande constructie van minimaal 10 jaar oud.

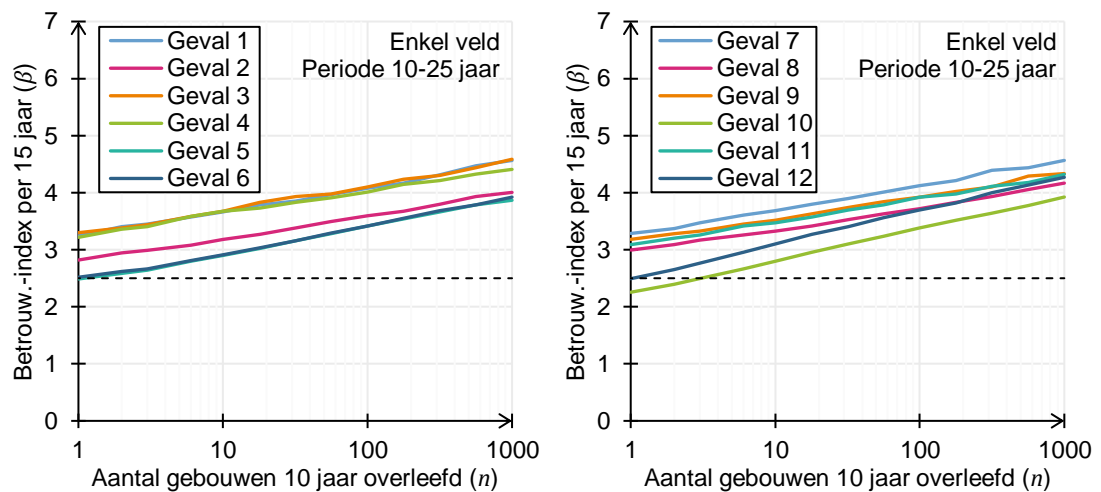
Op de horizontale as in Figuur D.2 t/m Figuur D.4 is de informatiebasis vanuit het track record gegeven. De invloed van het aantal gebouwen  $n$  (met een detaillering van een bepaald geval) op de zo aan te tonen betrouwbaarheid wordt weergegeven via de horizontale as. De informatie over de parkeergarage Eindhoven Airport is in alle figuren meegenomen. Voor details over de gevallen 1-12 zie paragraaf D.1.



Figuur D.2: Betrouwbaarheidsindex in periode 0-15 jaar versus het aantal vergelijkbare gebouwen dat 10 jaar heeft gefunctioneerd.



Figuur D.3: Betrouwbaarheidsindex in periode 5-20 jaar versus het aantal vergelijkbare gebouwen dat 10 jaar heeft gefunctioneerd.



Figuur D.4: Betrouwbaarheidsindex in periode 10-25 jaar versus het aantal vergelijkbare gebouwen dat 10 jaar heeft gefunctioneerd.

Uit Figuur D.2 blijkt dat volgens deze berekeningen een constructie die zelf nog geen bewezen sterkte heeft opgebouwd in geen enkel geval de vereiste betrouwbaarheid wordt gehaald. Voor goedkeuring is dus een gunstig track record van de eigen vloer en/of andere gebouwen nodig.

In de grafieken is zichtbaar dat bij een beoordeling bij een minimale levensduur van 10 jaar voor de gevallen 2 en 5 een aantal van  $n = 2$  gebouwen zonder falen nodig is om te voldoen aan het NEN 8700 CC2 afkeurniveau van  $\beta = 2,5$  voor  $t_{ref} = 15$  jaar.

Voor de gevallen 10 en 12 is  $n=4$  benodigd. Naar verwachting zijn er in Nederland niet deze aantallen gebouwd.

Tabel D.8: Benodigde informatie-basis  $n$  in aantallen gebouwen en gevoeligheid.

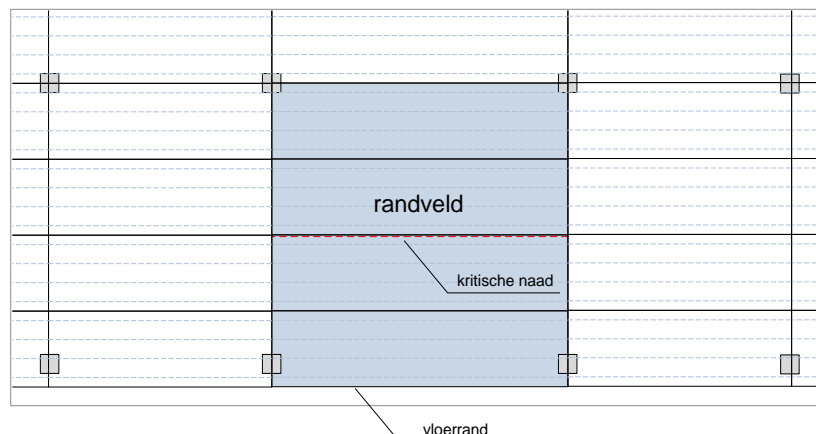
Geval	Over- spanning ( $L$ ) [m]	Totale hoogte vloer ( $h_{\text{tot}}$ ) [mm]	Lengte koppelwap. ( $l_{\text{kop}}$ ) [mm]	$n$
1	5,4	240	625	1
2	7,2	310	775	1
3	7,2	360	803	1
4	7,2	360	795	1
5	7,2	360	795	2
6	7,2	360	803	2
7	7,2	420	640	1
8	7,2	360	750	1
9	10	410	975	1
10	10	410	966	3
11	10	540	803	1
12	12	480	975	2

## E Beoordeling van axiale trekkrachten in randvelden van vloerschijven

In vloerschijven kunnen vanwege verschillende redenen axiale trekkrachten optreden. Ten eerste als gevolg van de schijfwerking van de vloeren benodigd om de horizontale belastingen die op de vloer werkzaam zijn naar de stabiliserende elementen af te voeren. Hier wordt onderscheid gemaakt tussen twee mechanismen waarbij dit speelt:

- a) de trekbanden in vakwerken en/of drukboog-trekband systemen die de krachtsverdeling in de gehele vloerschijf beschrijven;
- b) de trekkracht in de vloerschijf ten gevolge van de windbelasting die op de gevels aangrijpt en waarbij de vloeren als horizontale steun voor de gevel fungeren.

In het algemeen zullen bij randvelden de onder a) genoemde trekbanden in een richting evenwijdig aan de vloerrand lopen en in die zin niet, of ten minste minder bepalend zijn voor het gedrag van het kritische detail dat voornamelijk beschouwd wordt als de naad tussen twee breedplaten evenwijdig aan de vloerrand loopt, zie figuur E.1.



Figuur E.1 Een randveld waarbij de plaatnaden evenwijdig aan de rand zijn georiënteerd

Anders is het als de vloer ter plaatse van de rand als horizontale steun voor de gevel functioneert. In het geval van een combinatie van overdruk en windzuiging zal dit leiden tot trekkrachten in de richting loodrecht op de vloerrand. Deze trekkrachten zullen een nadelig effect hebben op de het constructieve gedrag van de kritische naad.

Om inzicht te krijgen in de orde van grootte van de trekkrachten is hierna een voorbeeld berekening van een gangbare situatie met een bouwlaaghoogte van 3,4 meter hoogte en een gebouw van 35 meter hoog beschouwd. Eerst is de karakteristieke waarde van de maximale trekkracht in de vloer bepaald.

De volgende uitgangspunten zijn gebruikt:

$$\begin{aligned} &\text{Windgebied II – bebouwd} \\ &q_p = 1,09 \text{ kN/m}^2 \\ &C_{pe} = -1,2 \\ &C_{pi} = 0,2 \\ &q_w = (0,2 + 1,2)1,09 = 1,5 \text{ kN/m}^2 \\ &R_{wk} = h_{\text{bouwlaag}} q_w = 5,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

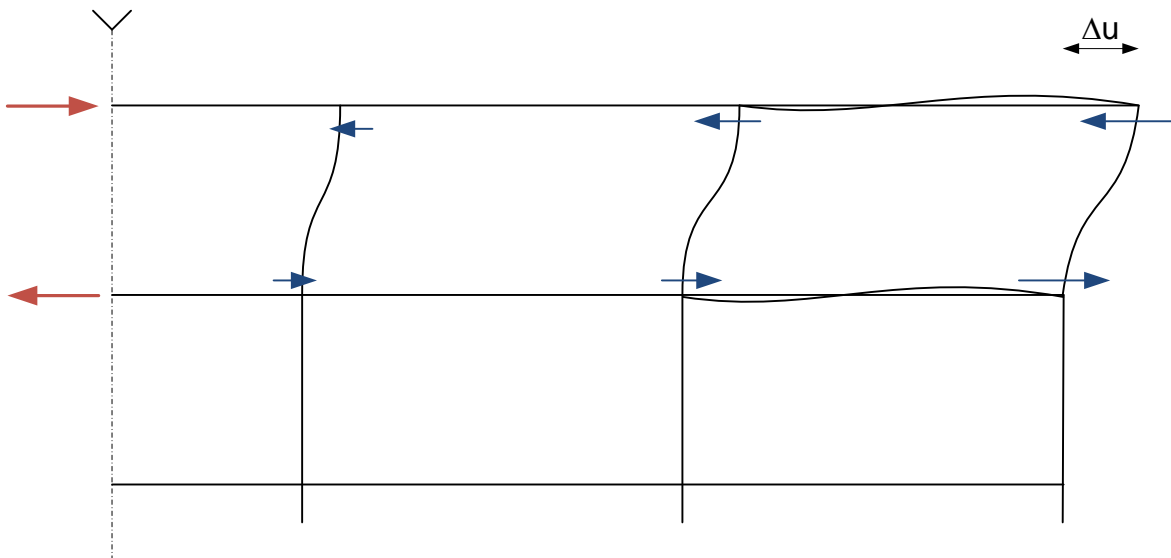
Uitgaande van een vloerdikte van 220 mm, met een breedplaatdikte van 70 mm en een druklaagdikte van 150 mm, volgt de gemiddelde trekspanning in de druklaag ter plaatse van de naad tussen de breedplaten uit:

$$\sigma_{tk} = R_{wk} / h_{\text{druklaag}} = 5,1/150 = 0,034 \text{ MPa}$$

Deze spanning is zeer beperkt. Aangenomen wordt dat deze spanning geen significante invloed zal hebben op het gedrag van het kritische detail.

Een tweede reden is de verhindering van een opgelegde verlenging van de vloer. Een voorbeeld van een situatie waarbij dit kan ontstaan is die waar een dakvloer wordt opgewarmd terwijl dit voor de overige vloeren niet geldt en de dakvloer en de overige vloeren zijn ter plaatse van de gevel met elkaar verbonden met bijvoorbeeld een betonnen wand.

Hierna is voor een situatie waarbij de dakvloer wordt verwarmd, middels een vereenvoudigde berekening, waarbij de buigstijfheid van de vloer in het randveld wordt beschouwd, nagegaan hoe groot de horizontale trekkracht in het randveld kan worden als functie van een verlenging van de dakvloer  $\Delta u$  (zie figuur E.2).



Figuur E.2 Effect van uitzettende dakvloer voor normaalkracht in de vloer eronder

Stel de draagconstructie in de gevel bestaat uit een betonwand met een dikte van 250 mm en een hoogte van 3,2 m, en een vloer met een zelfde dikte en een overspanning van 7,2 m.

De weerstand tegen een horizontale verplaatsing, zoals geschetst in figuur E.2, uitgaande van een ongescheurde stijfheid volgt dan:

$$\text{verplaatsing t.g.v. de buigstijfheid van de vloer: } \Delta u_{\varphi} = \frac{F l_v h^2}{4EI_v}$$

$$\text{verplaatsing t.g.v. de buigstijfheid van de wand: } \Delta u_{EI} = \frac{F h^3}{12EI_v}$$

$$\text{de totale verplaatsing volgt uit: } \Delta u = \Delta u_{\varphi} + \Delta u_{EI}$$

$$F = \frac{\Delta u}{\frac{l_v h^2}{4EI_v} + \frac{h^3}{12EI_w}}$$

Uitgaande van een lengte van 50 meter waarover de verlenging  $\Delta u$  wordt opgebouwd, is de verlenging bij een gemiddelde temperatuursverhoging van de vloer van 20K gelijk aan:

$$\Delta u = \alpha L DT = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 50 \cdot 10^3 \cdot 20 = 12 \text{ mm}$$

De trekkracht in de vloer wordt dan gelijk aan circa

$$F = 22 \text{ kN/m.}$$

Bij een vloerdikte van 250 mm, komt deze trekkracht, 22 N per mm breedte, overeen met een trekspanning gelijk aan:

$$\sigma_t = F/A_c = 22/250 = 0,09 \text{ N/mm}^2$$

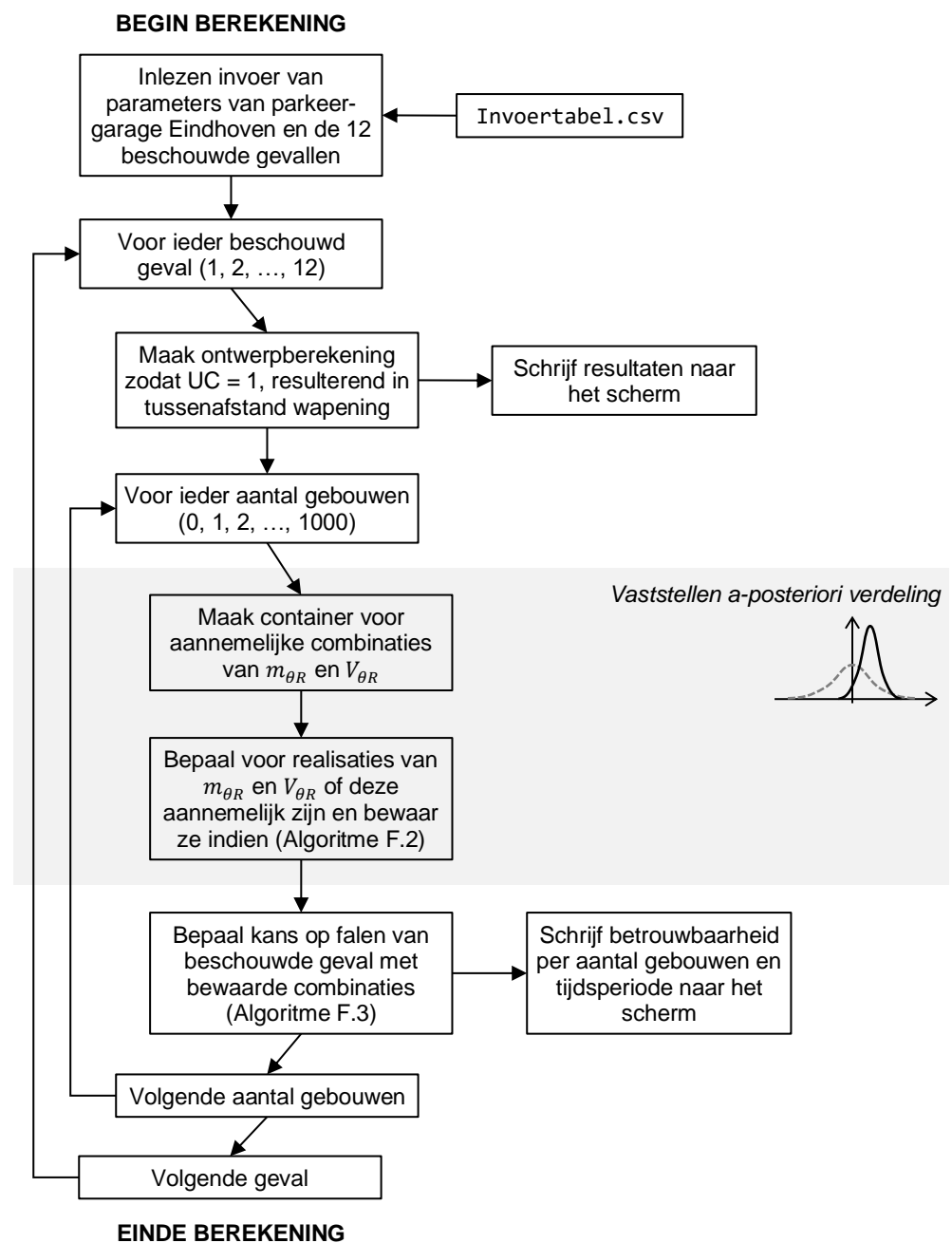
Deze trekspanning zal op zichzelf geen aanleiding geven tot het ontstaan van scheurvorming.

De axiale trekkrachten in randvelden van vloerschijven zijn dus zodanig klein dat deze verwaarloosd kunnen worden.

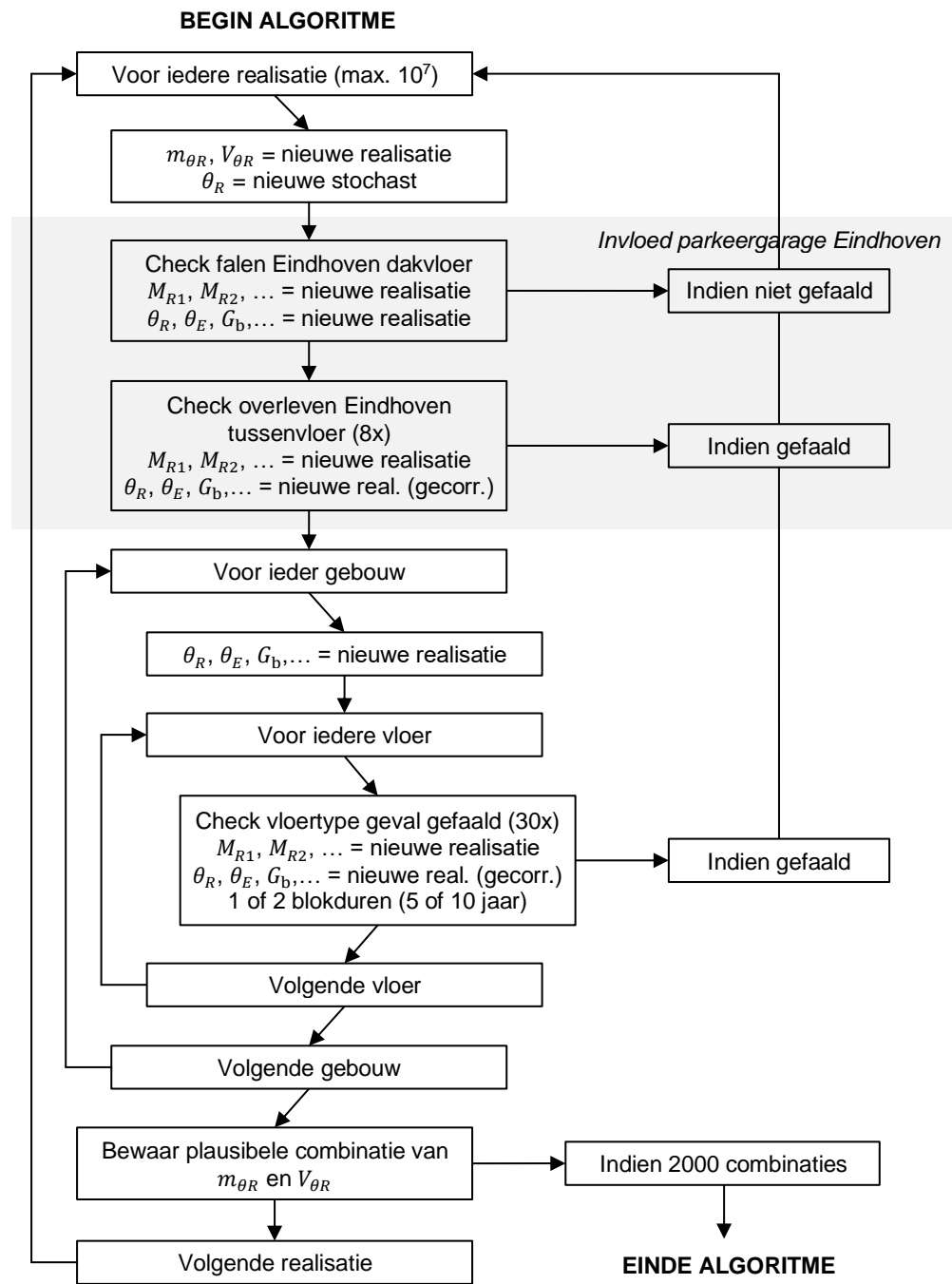


## F Schema berekeningsstappen

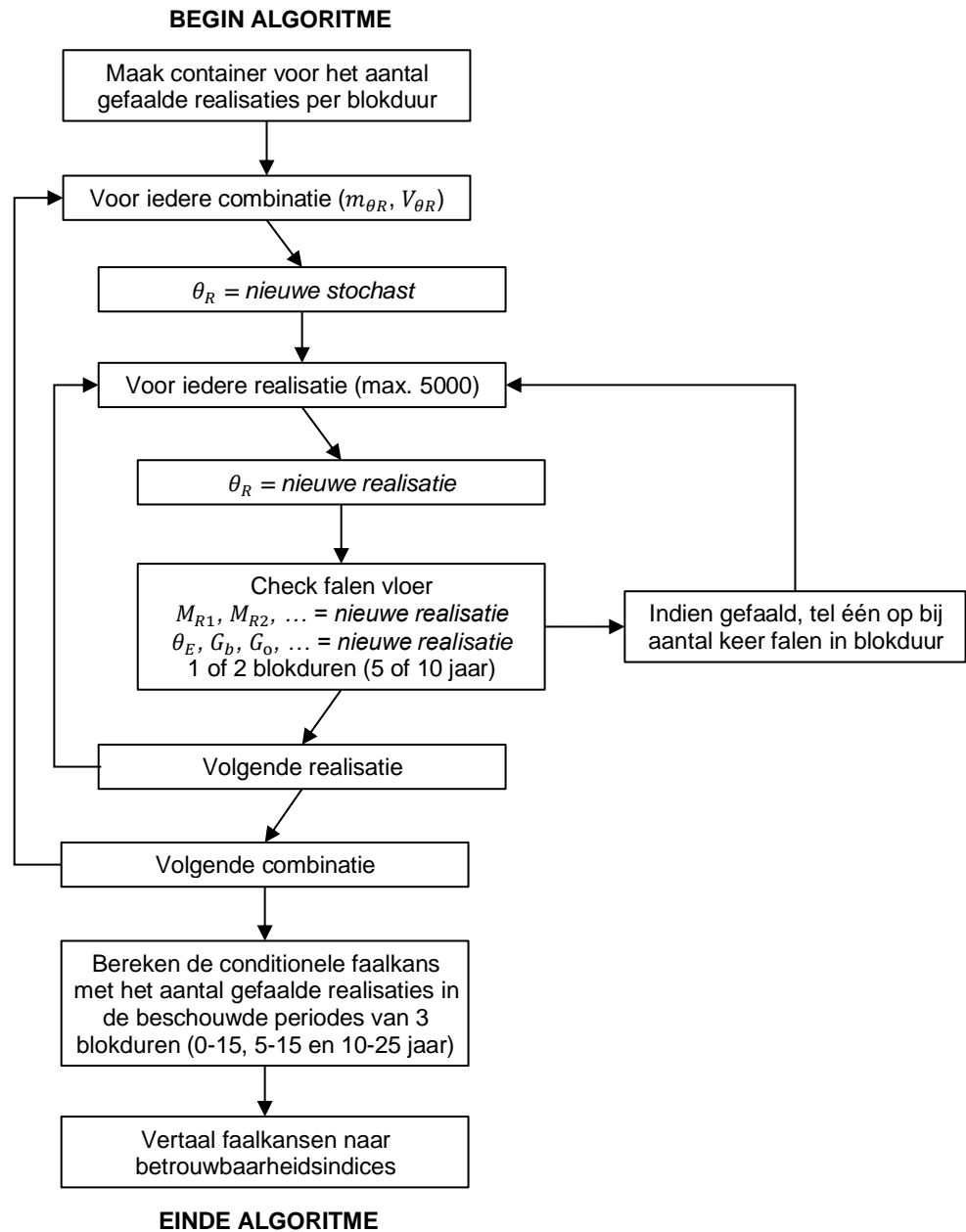
Het schema van de Monte Carlo simulatie met de verschillende stappen die hierin worden genomen is weergegeven in Algoritme F.1. Er zijn hierin twee gedeeltes te onderscheiden: in het eerste gedeelte van de berekening wordt het 'updaten' van de betrouwbaarheid gedaan, resulterend in de a-posteriori verdeling, en in het tweede gedeelte wordt de betrouwbaarheid van één vloer(deel) bepaald. Voor deze stappen wordt respectievelijk verwezen naar Algoritme F.2 en Algoritme F.3.



Algoritme F.1: Schema van de berekeningsstappen.



Algoritme F.2: Bepalen van de a-posteriori verdeling.



Algoritme F.3: Bepalen van de betrouwbaarheid met geüpdatete verdeling.