



ONDERZOEKRAAD
VOOR VEILIGHEID

Technisch onderzoek parkeergebouw Eindhoven Airport



Bijlage C van het rapport Bouwen aan constructieve veiligheid

Lessen uit instorting parkeergebouw Eindhoven Airport

Den Haag, oktober 2018

De rapporten van de Onderzoeksraad voor Veiligheid zijn openbaar.

Alle rapporten zijn bovendien beschikbaar via de website van de Onderzoeksraad www.onderzoeksraad.nl

Foto cover: Nu.nl - J. van der Knaap

De Onderzoeksraad voor Veiligheid

Als zich een ongeval of ramp voordoet, onderzoekt de Onderzoeksraad voor Veiligheid hoe dat heeft kunnen gebeuren, met als doel daar lessen uit te trekken. Op die manier draagt de Onderzoeksraad bij aan het verbeteren van de veiligheid in Nederland. De Raad is onafhankelijk en besluit zelf welke voorvallen hij onderzoekt. Daarbij richt de Raad zich in het bijzonder op situaties waarin mensen voor hun veiligheid afhankelijk zijn van derden, bijvoorbeeld van de overheid of bedrijven. In een aantal gevallen is de Raad verplicht onderzoek te doen. De onderzoeken gaan niet in op schuld of aansprakelijkheid.

Onderzoeksraad

Voorzitter: mr. T.H.J. Joustra
prof. dr. ir. M.B.A. van Asselt
prof. dr. mr. S. Zouridis

Secretaris-directeur: mr. C.A.J.F. Verheij

Bezoekadres: Lange Voorhout 9
2514 EA Den Haag

Postadres: Postbus 95404
2509 CK Den Haag

Telefoon: 070 333 7000

Website: onderzoeksraad.nl

E-mail: info@onderzoeksraad.nl

INHOUD

Inleiding

Onderzoek technische oorzaak instorting (Horvat & Partners)

Veldonderzoek (Onderzoeksraad voor Veiligheid)

Materiaalkundig onderzoek (SGS)



Inleiding

Een draagconstructie zorgt voor de stabiliteit van een bouwwerk. De essentie van een draagconstructie is dat deze in staat is belastingen te dragen zonder dat de constructie bezwijkt of te veel vervormt. Daartoe is het voor een draagconstructie cruciaal dat de elementen waaruit de draagconstructie bestaat dusdanig aan elkaar verbonden zijn dat zij krachten en momenten¹ als gevolg van de daarop werkende belastingen kunnen overdragen. Dit vergt dat de elementen die onderdeel zijn van de constructie op zodanige wijze worden samengesteld en aan elkaar worden bevestigd, dat zij tot deze overdracht in staat zijn. Als een constructie bezwijkt, zoals bij de instorting van het parkeergebouw, is de constructie niet in staat gebleken de daarop werkende belastingen te dragen.

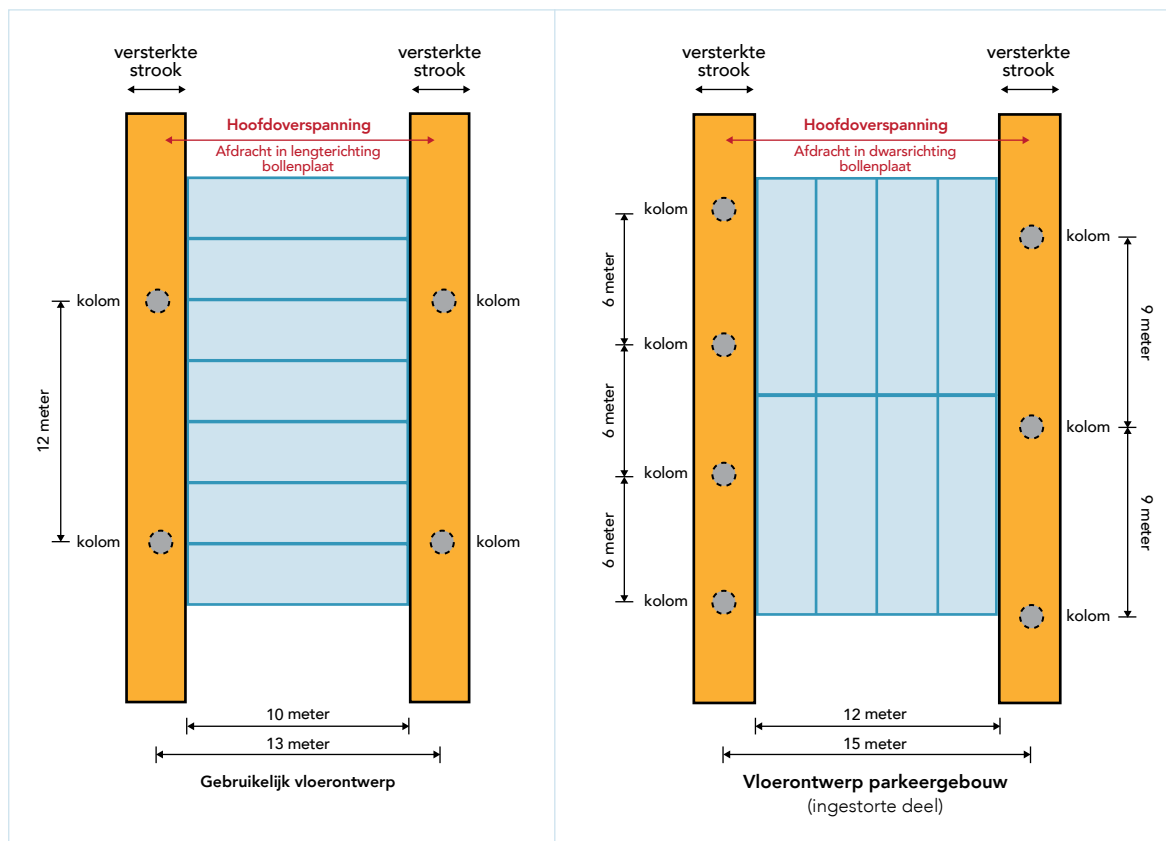
De Raad concludeert dat de gedeeltelijke instorting van het parkeergebouw het gevolg is van de ontwerpkeuze om de bollenplaten een kwartslag te draaien ten opzichte van wat gebruikelijk is. Deze ontwerpkeuze leidde tot een kwetsbaar vloerontwerp.² Dit vroeg om extra aandacht voor het ontwerp van de plaatnaden. Die was er niet. De hoge temperatuur op 27 mei was de druppel waardoor de zwakke vloer bezweek.

¹ Moment is de maat voor het rotatie-effect van een kracht. Moment = kracht x arm.

² Met grote momenten ter plaatse van de voegen.

Een ongebruikelijk legplan³

Prefab bollenplaten, of breedplaten in algemene zin,⁴ zijn van in oorsprong in één richting dragend, van wand naar wand, van balk naar balk, of van versterkte strook naar versterkte strook gelegd (zie onderstaande figuur 11). De platen worden dan aan twee zijden (aan de korte zijde van de platen) ondersteund. Dit was bij het parkeergebouw niet mogelijk, omdat de overspanning⁵ tussen de versterkte stroken (twaalf meter) groter was dan de in de markt verkrijgbare maximale lengte van de prefab bollenplaten (tien meter). Het was daarom nodig om platen te koppelen om de gewenste overspanning te halen.

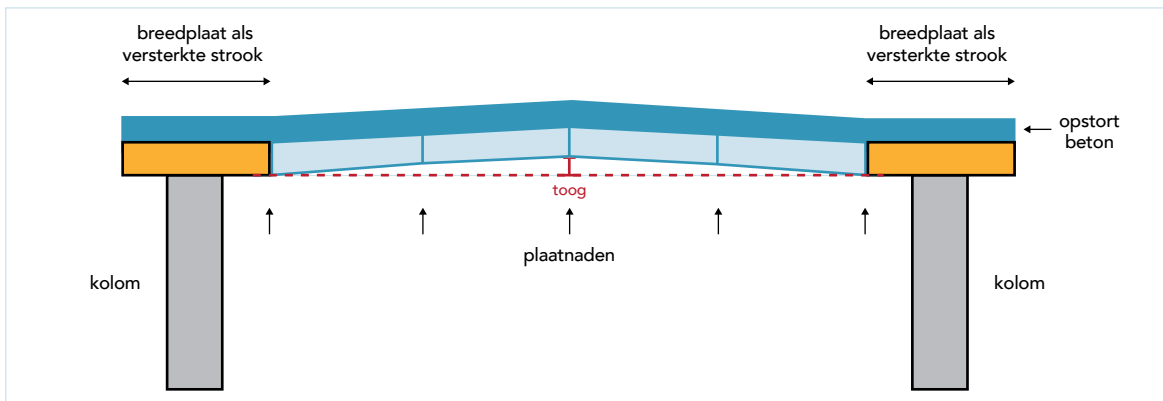


Figuur 11: Schematisch bovenaanzicht vloer. Bij gebruikelijke toepassing (linker afbeelding) liggen de bollenplaten in de lengterichting van versterkte strook naar versterkte strook. In Eindhoven (rechter afbeelding) lagen de bollenplaten evenwijdig aan de versterkte stroken, met naden halverwege de hoofdoverspanning.

Bij het parkeergebouw is er, anders dan gebruikelijk, voor gekozen om de prefab breedplaten een kwartslag te draaien. De platen werden hierdoor niet in de richting van de grootste overspanning gelegd (in de lengterichting loodrecht op de versterkte stroken), maar dwars op de richting van de grootste overspanning (en evenwijdig aan de versterkte stroken). Met dit legplan kunnen de vloeren van de parkeergarage in een toog (dakprofiel) worden gelegd om het vereiste afschot⁶ voor hemelwaterafvoer te realiseren.

3 Het legplan is een onderdeel van het vloerontwerp; hierin wordt de richting van de prefab breedplaten vastgelegd. Het vloerontwerp legt verder ook zaken vast als de hoogte van de vloer en de benodigde wapening.
4 Bollenplaten bestaan uit breedplaten waar bollen in gestort zijn. De hier beschreven kenmerken van een bollenplaatvloer gelden in algemene zin ook voor breedplaatvloeren.
5 De afstand tussen twee steunpunten die door de vloer moet worden overbrugd.
6 Doorgaans worden vloeren voorzien van een afschotlaag die meegestort wordt met het beton, zodat hemelwater (regen of sneeuw) afstroomt naar ingebouwde goten.

Ook wordt hiermee een gewichtsbesparing gerealiseerd ten opzichte van het oorspronkelijke bestek⁷, dat uitging van het opstorten en afvlinderen van een afschot in beton. Dit zou tot een zwaardere constructie hebben geleid. Bovenstaande figuur illustreert de uiteindelijke ligging van de bollenplaatvloeren tussen de kolommen. De vloer steunt direct op de kolommen, waar aparte, versterkte breedplaten zonder bollen zijn gebruikt. Deze fungeren in feite als een geïntegreerde kolomstrook.⁸ De vloer draagt het grootste deel van de optredende belastingen in de aangegeven hoofddraagrichting (figuur 11), via de versterkte breedplaten (oranje in de figuur), af op de kolommen.



Figuur 12: Dwarsdoorsnede vloer, met toog (dakprofiel) gevormd door bollenplaten.

Door het ongebruikelijke legplan, met de gedraaide platen, bevinden zich tussen de versterkte stroken vijf plaatnaden dwars op de hoofddraagrichting van de vloer. Bij deze plaatnaden treden grote momenten op (momenten zijn maximaal halverwege een overspanning), waardoor grote trekkrachten in de vloer ontstaan, die opgenomen worden door de hoofdwapening⁹. Deze hoofdwapening wordt door de plaatnaden in de vloer onderbroken, waardoor de trekkrachten in deze hoofdwapening van de ene breedplaat naar de andere overgebracht moeten worden via de koppelwapening in de opstort). Deze krachtsoverdracht is verder afhankelijk van de tralieliggers en de aanhechting tussen de prefab breedplaat en de in het werk gestorte opstort. Er is sprake van een kwetsbaar vloerontwerp, omdat de trekkrachten in de vloer moeten worden overgedragen via verschillende elementen, waarbij ieder element kan falen en direct tot bezwijken van de constructie kan leiden ('een ketting is zo sterk als de zwakste schakel').

Koppelwapening wordt hoofdwapening

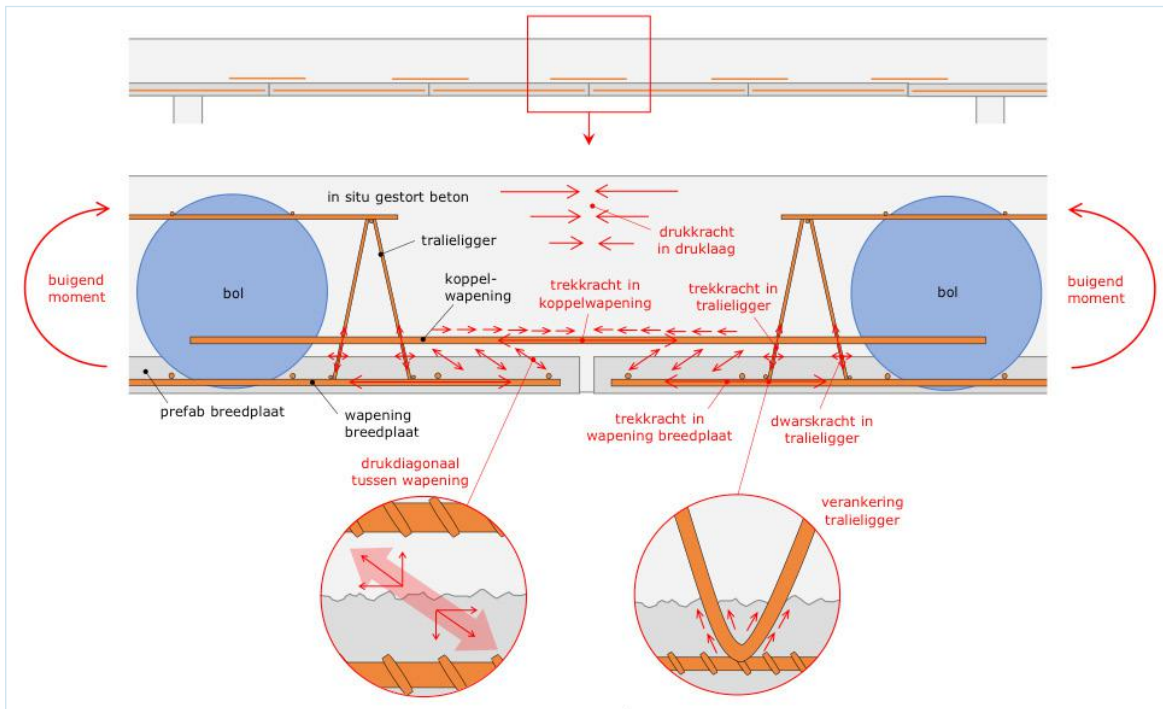
Om een dragende vloerconstructie te realiseren, moet de vloer als één geheel kunnen functioneren. De bollenplaten worden bij de plaatnaden onderling aan elkaar gekoppeld met de zogeheten koppelwapening. Oorspronkelijk dient deze koppelwapening voor het opvangen van dwarskrachten¹⁰, waardoor ongelijke zakkingen van de platen ten opzichte van elkaar worden voorkomen. In de situatie van het parkeergebouw kreeg de koppelwapening echter de functie van hoofdwapening, waarmee de koppelwapening het buigend moment dat optreedt halverwege de overspanning moest opvangen, en krachten moest overbrengen van de ene breedplaat naar de andere (zie figuur 13).

⁷ Een bestek is een omschrijving van het te realiseren bouwwerk en hoe het gebouwd zal worden.

⁸ Traditioneel bestaat een kolomstrook uit een platte balk waarop de platen zijn opgelegd.

⁹ De wapening in een betonconstructie die de trekkrachten, die in de constructie ontstaan, opneemt.

¹⁰ Dwarskrachten zijn krachten loodrecht op de vloer.



Figuur 13: Schematische weergave van de opbouw van de vloer van de parkeergarage en de optredende krachtswerking. (Bron: Horvat & Partners).

Bij het 'promoveren' van de koppelwapening naar hoofdwapening, moet de overdracht van de trekkrachten van de ene breedplaat naar de andere plaatsvinden via de overlappen van de koppelwapening. Het onderbreken van hoofdwapening door het plaatsen van plaatnaden in gebieden met grote momenten wordt in normen voor betonconstructies (NEN-EN-1992-1-1 + C2:2011, hierna: norm) en leidraden¹¹ afgeraden, tenzij aan aanvullende eisen voor (de overlappingslengte van) de hoofdwapening wordt voldaan. Deze voorwaarden stellen eisen aan de hoeveelheid en lengte van de overlappen van de onderbroken hoofdwapening. Aan deze eisen is in het ontwerp van het parkeergebouw echter niet voldaan, met als gevolg dat de koppelwapening te kort was en deze niet voldoende verankerd was in het beton van de opstort.

Tralieligger constructief functioneel

Tralieliggers zijn over de gehele lengte van de breedplaat aanwezig (zie figuur 13). Zij hebben als belangrijkste constructieve functie het verbinden van de geprefabriceerde breedplaat met de in het werk aangebrachte opstort. Door in het vloerontwerp van het parkeergebouw de platen een kwartslag te draaien, kregen de tralieliggers een ongunstige positionering ten opzichte van de naad tussen twee breedplaten. Ze kwamen evenwijdig aan de kolomstroken te liggen, en bevonden zich relatief ver van de plaatnaden. Door de ongunstige positionering kon de tralieligger zijn constructieve functie niet of zeer beperkt vervullen, en kon deze de onthechting tussen de breedplaat en de opstort niet voorkomen.

¹¹ TU Delft (2016). *Dictaat Betonconstructies College Gewapend Beton*, Delft, 2016.

Beperkte aanhechting

Zonder tralieliggers is de verbinding tussen de breedplaat en opstort volledig afhankelijk van de hechting tussen het beton van de prefabriceerde breedplaten en van de opstort. Uit het onderzoek volgt dat het beton in de prefab breedplaten ontmengd was, resulterend in een zwakke en gladde tot zeer gladde toplaag. Hierdoor is er niet of nauwelijks sprake van hechting tussen de breedplaat en de opstort.

Al voor de instorting waren er signalen die wezen op onvoldoende momentcapaciteit van de vloer, zoals scheurvorming en plassen op de vloer (zie ook paragraaf 2.4).


Warm, zonnig weer op 27 mei 2017

De zeer hoge temperatuur en zonintensiteit op de dag van de instorting leidden vervolgens tot een temperatuurgradiënt in de vloer, met als gevolg een verhinderde vervorming resulterend in een extra moment.

De combinatie van bovengenoemde factoren leidden er uiteindelijk toe dat de vloer van de vierde verdieping op 27 mei 2017 bij warm zonnig weer bezweek onder zijn eigen gewicht en de temperatuurbelasting.

Door de ontwerpkeuze met gedraaide platen ontstond een kwetsbaar vloerontwerp, waarbij de krachtsafdracht afhankelijk was van verschillende elementen (de koppelwapening, tralieliggers en aanhechting tussen betonlagen), die ieder afzonderlijk konden falen. Uit onderzoek blijkt dat i) de lengte van de koppelwapening onvoldoende was, ii) de tralieliggers hun constructieve functie niet of zeer beperkt konden vervullen en iii) de aanhechting beperkt was door ontmenging van het zelfverdichtend beton. De combinatie van bovengenoemde factoren leidden er uiteindelijk toe dat de vloer bezweek onder zijn eigen gewicht en de temperatuurbelasting.

In het onderzoek zijn tekortkomingen in de uitvoering geconstateerd, maar deze vormden geen directe oorzaak voor de instorting van het parkeergebouw.



Onderzoek
technische
oorzaak instorting

Technisch onderzoek instorting parkeergarage Eindhoven Airport

Definitief


Horvat & Partners is een onafhankelijk adviesbureau dat zich heeft gespecialiseerd in technische en operationele auditing, het geven van second opinions en het adviseren over niet routinematige projecten, processen en problemen binnen een (civiel)technische omgeving.

Dit rapport is opgesteld in opdracht van de Onderzoeksraad voor Veiligheid.

Technisch onderzoek instorting parkeergarage Eindhoven Airport

Definitief

ir. M.J.J. Boon
ir. K.T. Lendering
Prof. dipl.-ing. J.N.J.A. Vamberský
Prof. drs. ir. J.K. Vrijling


Voor akkoord: prof. drs. ir. J.K. Vrijling

Rapportnummer: 17015-R-002

Delft, juli 2018

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Aanleiding	1
1.2	Doelstelling.....	1
1.3	Onderzoeksverantwoording.....	1
1.4	Leeswijzer	2
2	Context parkeergarage Eindhoven	4
2.1	Betrokken partijen.....	4
2.2	Globale tijdlijn.....	4
2.3	Ontwerp	5
	2.3.1 <i>Ontwerp op hoofdlijnen.....</i>	5
	2.3.2 <i>Vloerontwerp in meer detail</i>	5
3	Bevindingen	9
3.1	Het begin van de instorting.....	9
3.2	Het primaire breukvlak.....	10
3.3	De bepalende krachtswerking	14
3.4	Het bezwijken van de vloer.....	17
3.5	De factoren die hebben geleid tot bezwijken van de vloer.....	20
3.6	De invloed van onzekerheden	22
3.7	Factoren die geen (substantiële) bijdrage hebben.....	26
3.8	De keuze voor deze toepassing en dit ontwerp.....	29
3.9	De toepassing van breedplaatvloeren in relatie tot de norm	31
4	Conclusies	33
	Bijlage A: Documentenlijst	36
	Bijlage B: Lijst van interviews en gesprekken	38
	Bijlage C: Beschrijving onderzoeken.....	39
	Bijlage D: Berekening kolommen.....	41
	Bijlage E: Berekening vloer op druk en trek.....	51
	Bijlage F: Berekening optredend moment tijdens sloop.....	54
	Bijlage G: Invloed weersomstandigheden	55

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Op zaterdag 27 mei stortte het voorste deel van de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 bij Eindhoven Airport in. De parkeergarage werd gebouwd door BAM in opdracht van Eindhoven Airport. Deze twee partijen hebben elk een deskundige ingeschakeld om onderzoek te doen naar de technische oorzaak. Dit zijn TNO namens de opdrachtgever Eindhoven Airport en Adviesbureau Hageman namens de hoofdaannemer BAM. TNO en Hageman hebben in september 2017 hun definitieve onderzoeksrapporten opgeleverd.

De Onderzoeksraad voor Veiligheid (OVV) voerde haar eigen onderzoek naar de instorting uit en heeft Horvat & Partners gevraagd om haar te ondersteunen met het onderzoek naar de technische oorzaak van de instorting. Voorliggend rapport bevat de bevindingen en conclusies van dit technisch onderzoek.

1.2 Doelstelling

Het doel van voorliggend rapport is antwoord te geven op de vraag wat de technische oorzaak was van de instorting van de parkeergarage bij Eindhoven Airport.

1.3 Onderzoeksverantwoording

Het technisch onderzoek is uitgevoerd door een team met de noodzakelijke expertise en ervaring met dergelijke veiligheidsonderzoeken en met constructieve berekeningen. Dit team bestond uit:

- ir. M.J.J. Boon (Matthijs), projectleider en senior onderzoeker
- ir. K.T. Lendering (Kasper), onderzoeker en constructeur
- prof.dipl.-ing. J.N.J.A. Vamborský (Jan), deskundige en reviewer
- prof.dr.ir. J.K. Vrijling (Han), deskundige en reviewer

De uitgevoerde werkzaamheden zijn als volgt:

1. *Kick-off werksessies met betrokken partijen:* Met de bij het onderzoek betrokken partijen hebben wij verschillende kick-off werksessies gehouden, waarbij wij zijn geïnformeerd over hypothesen van mogelijke oorzaken, de stand van zaken van de onderzoeken, de planning en de eerste bevindingen van de onderzoeken. Deze werksessies hebben wij gehouden met TNO/Eindhoven Airport, BAM/Hageman, de leverancier van de prefab-breedplaten BubbleDeck/Opzeeland en de hoofdconstructeur Archimedes Bouwadvies.
2. *Documentenanalyse:* Wij hebben allerlei beschikbare documenten geanalyseerd, waaronder de ontwerprapporten en -berekeningen van de parkeergarage. Deze documenten waren afkomstig van de Sharepoint-site van BAM, waarop partijen informatie beschikbaar hebben gesteld. Daarnaast hebben wij ook documenten vanuit andere kanalen geanalyseerd, bijvoorbeeld berekeningen door BubbleDeck. Bijlage A bevat een overzicht van de geanalyseerde documenten.
3. *Interviews:* Met verschillende betrokkenen partijen hebben wij interviews en gesprekken gehouden. Wij hebben interviews uitgevoerd met TNO, Adviesburo Op-

zeeland en Archimedes Bouwadvies. Daarnaast hebben wij gebruik gemaakt van de terugkoppeling uit gesprekken van de OVV met betrokken partijen.

4. *Presentaties*: Wij hebben de presentaties van de resultaten van zowel TNO als Hageman bijgewoond en hebben op punten om nadere toelichting gevraagd.
5. *Opstellen redeneerlijn*: Wij hebben om ons eigen beeld te vormen, een redeneerlijn uitgewerkt [026] en besproken met de OVV.
6. *Beoordelen onderzoeken*: Wij hebben de door TNO en Hageman opgestelde onderzoeksrapporten punt voor punt beoordeeld.
7. *Opstellen conceptrapport review*: Wij hebben een rapport [027] opgesteld dat de onderzoeksrapporten van Hageman en TNO beschrijft en beoordeelt (op compleetheid, correctheid, navolgbaarheid, etc.). Het rapport bevatte tevens een advies over welke conclusies van de onderzoeken kunnen worden overgenomen, waar wij onze eigen conclusies trekken en waar aanvullend onderzoek nodig is.
8. *Bespreken review*: Het rapport is op dinsdag 24 oktober 2017 met het projectteam van de OVV besproken.
9. *Meerwerk analyses*: Om de onderzoeken aan te vullen, hebben we verschillende aanvullende analyses gemaakt. Hiervan zijn memo's opgesteld [028] die in januari 2018 met het projectteam van de OVV zijn besproken.
10. *Tussentijdse bespreking*: In april 2018 zijn wij tijdens een tussentijdse bespreking ingelicht over de eerste beelden uit veldonderzoek op het puin en het onderzoek door het onderzoeksbureau SGS INTRON.
11. *Conceptrapport technisch onderzoek*: Op basis van de op dit moment beschikbare informatie, hebben wij vervolgens een conceptrapport opgesteld.
12. *Reviewsessie*: In een reviewsessie op 18 mei is het conceptrapport besproken, maar ook de rapportages van SGS INTRON en het rapport van het veldonderzoek door de OVV.
13. *Eindconcept technisch onderzoek*: Naar aanleiding van de reviewsessie hebben wij het technisch rapport aangepast naar een eindconcept.
14. *Definitief rapport*: Op basis van een reactie van de OVV hebben wij het eindconcept aangepast naar voorliggend definitief rapport.

1.4 Leeswijzer

Hoofdstuk 2 van dit rapport beschrijft in het kort de context: de bij het ontwerp en de bouw betrokken partijen, een globale tijdlijn van het project en het ontwerp van de parkeergarage.

Hoofdstuk 3 bevat de bevindingen m.b.t. het onderzoek naar de technische oorzaak van de instorting. Dit hoofdstuk is *conclusion based* opgebouwd, wat betekent dat elke paragraaf begint met een deelconclusie (*schuingedrukt*). De onderbouwing van de conclusie volgt uit de bevindingen in het resterende deel van de betreffende paragraaf. Daarbij is een balans gezocht tussen een korte en bondige verhaallijn en detailniveau van onderbouwing. Bij bepaalde aspecten is daarom gekozen om af te zien van een gedetailleerde uiteenzetting van de context, maar wordt volstaan met een verwijzing naar de achterliggende informatie.

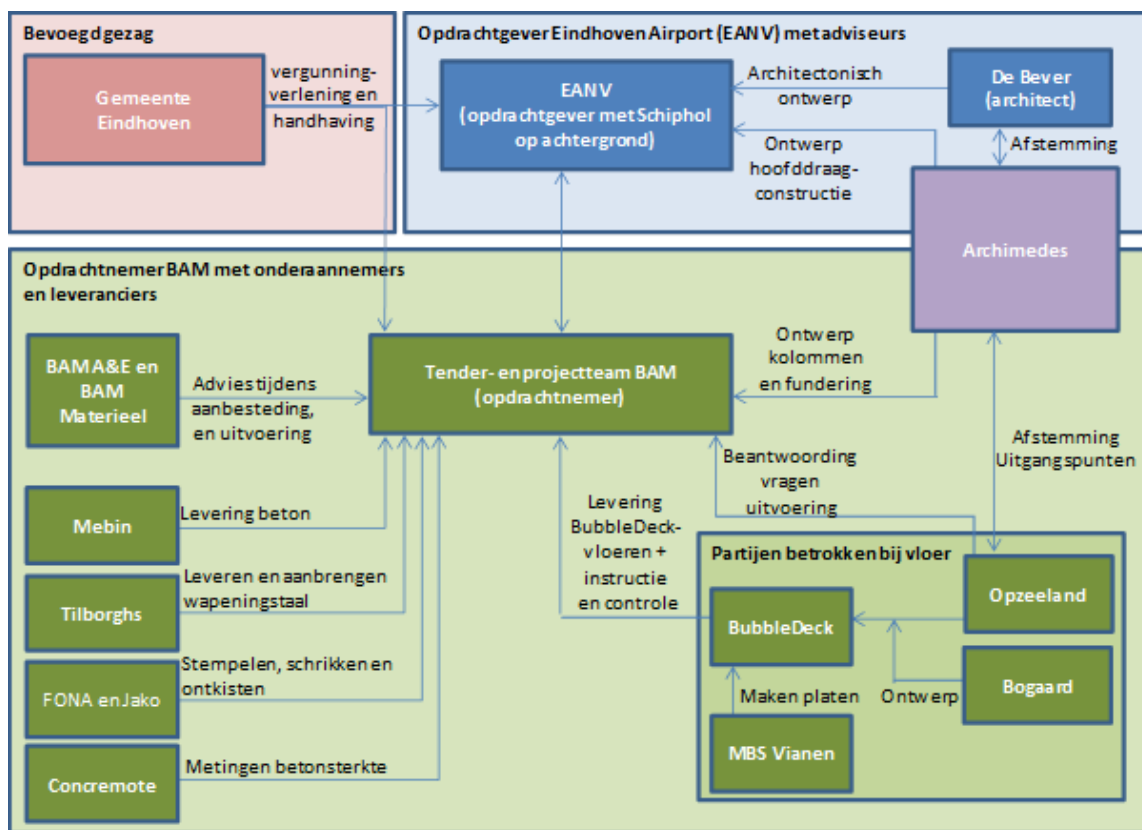
Hoofdstuk 4 sluit af met de hoofdconclusie die volgt uit de verschillende deelconclusies.

In dit rapport verwijzen we naar brondocumenten middels [nummer]. Het nummer verwijst naar de documentenlijst in bijlage A. Bijlage B bevat een lijst van de gevoerde gesprekken en interviews.

2 Context parkeergarage Eindhoven

2.1 Betrokken partijen

De parkeergarage is gebouwd door aannemer BAM in opdracht van Eindhoven Airport (EANV). Bij het ontwerp en de uitvoering was een groot aantal partijen betrokken. De onderstaande figuur geeft een globaal overzicht. Het is niet onze bedoeling om hierin compleet te zijn, maar vooral om een beeld te geven van de complexiteit van de constellatie van betrokken partijen. Het rapport van de OVV bevat een beschrijving van de betrokken partijen en relaties tussen die partijen.



Figuur 1: Globaal overzicht constellatie van de bij het ontwerp en de bouw betrokken partijen.

2.2 Globale tijdlijn

Nadat het ontwerp was afgerond is de bouw van de parkeergarage in mei 2016 gegund aan BAM. De bouw startte in de zomer van 2016 met de aanleg van de fundering. De prefab breedplaten voor de verdiepingsvloeren werden vanaf september 2016 tot en met januari 2017 geleverd en geplaatst. Het in situ storten van beton voor de constructie is uitgevoerd in de periode oktober 2016 tot en met begin februari 2017. [007] De bouw eindigde op 27 mei 2017, de dag van de instorting. Op dat moment was het gebouw nagenoeg gereed: op de dag van de instorting is de parkeerbelijning aangebracht.

Na de instorting hebben TNO en Hageman parallel hun onderzoeken naar de oorzaken uitgevoerd (in opdracht van respectievelijk Eindhoven Airport en BAM), die resulteerden in de publicatie van hun resultaten eind september 2017. In de periode januari tot april 2018 is de parkeergarage gesloopt. Tijdens de sloop zijn in opdracht van de OVV foto's en monsters genomen en enkele proeven gedaan.

2.3 Ontwerp

2.3.1 Ontwerp op hoofdlijnen

Het ontwerp van de parkeergarage sluit qua vormgeving aan op het naastliggende hotel. Het gebouw heeft gekromde gevels en uitkragende betonnen vlakke plaat vloeren over terugliggende betonkolommen. Bij de constructie van de vloeren koos men voor de toepassing van een bollenplaatvloer, uitgevoerd als prefab betonnen bekistingsplaatvloer (breedplaatvloer). Dit om te kunnen komen tot een vrijere indeling van de vloer, omdat hiervoor geen onderliggende balken nodig waren en vanwege de gewichtsbesparing (door de bollen).



Figuur 2: Artist impression van de parkeergarage Eindhoven Airport. [Eindhoven Airport NV]

De constructie van de parkeergarage bestond uit twee symmetrische delen A en B (zie figuur), met daartussen een dilatatievoeg. De constructie is gefundeerd op een paalfundering met avegapalen en poeren. Beide gebouwdelen zijn afzonderlijk gestabiliseerd door stabiliteitsbokken en de stabiliteitskernen van de parkeergarage.

2.3.2 Vloerontwerp in meer detail

Een belangrijk en voor de instorting bepalend element in het ontwerp zijn de prefab breedplaten. Hieronder volgt een beschrijving van deze vloeren.

Vloer met prefab breedplaten

De bij de parkeergarage toegepaste prefab breedplaten zijn 10 meter lang en 3 meter breed. De platen bestaan uit een wapeningskorf met constructieve onder- en bovenwapening en tralieliggers. Tussen de wapening bevinden zich de kunststof bollen die voor de gewenste gewichtsbesparing zorgen. De bollen worden geplaatst in gebieden waar beton geen constructieve functie heeft. De wapeningskorf is aan de onderzijde voorzien van een betonnen breedplaat, de prefab 'schil', van 7 cm dik. De onderwapening bevindt zich in de prefab breedplaat en vormt de hoofdwapening van de uiteindelijk gerealiseerde vloer. De tralielig-

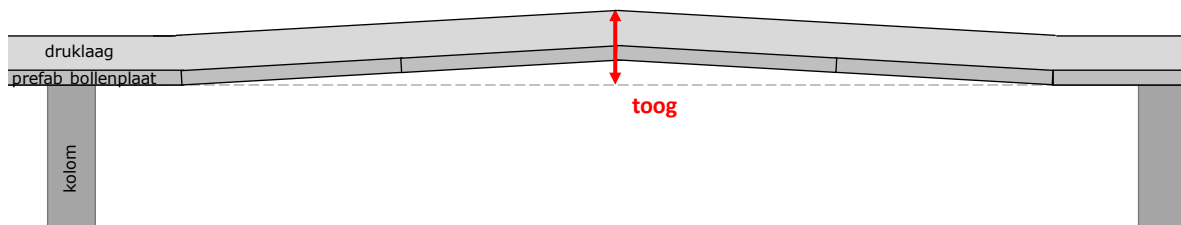
gers steken aan de onderzijde eveneens in de prefab breedplaat en hebben een belangrijke constructieve functie. Deze verbinden namelijk de prefab breedplaat met de te storten druklaag.

De prefab platen worden in situ op een ondersteuningsconstructie geplaatst, waarna onder meer in dwarsrichting de koppelwapening over de voegen wordt aangebracht. De koppelwapening koppelt de platen aan elkaar. Op de prefab platen wordt de zogeheten druklaag of opstort op de breedplaten gestort om de uiteindelijke composietvloer te vormen.

Oriëntatie van de platen

Traditioneel worden prefab breedplaten, in één richting dragend, van wand naar wand, van balk op balk of van kolomstrook naar kolomstrook gelegd. De platen worden dan aan twee zijden (aan de korte kant van de platen) ondersteund. In het geval van de parkeergarage Eindhoven zijn de vloeren puntvormig ondersteunde vlakke-plaatvloeren en bedroeg de overspanning tussen de kolommenrijen 15 meter, wat groter is dan de op de markt verkrijgbare maximale plaatlengte. Het was daarom nodig om platen te koppelen om de gewenste overspanning te halen. Het koppelen van platen om grotere overspanningen te behalen wordt in de huidige praktijk vaker toegepast.

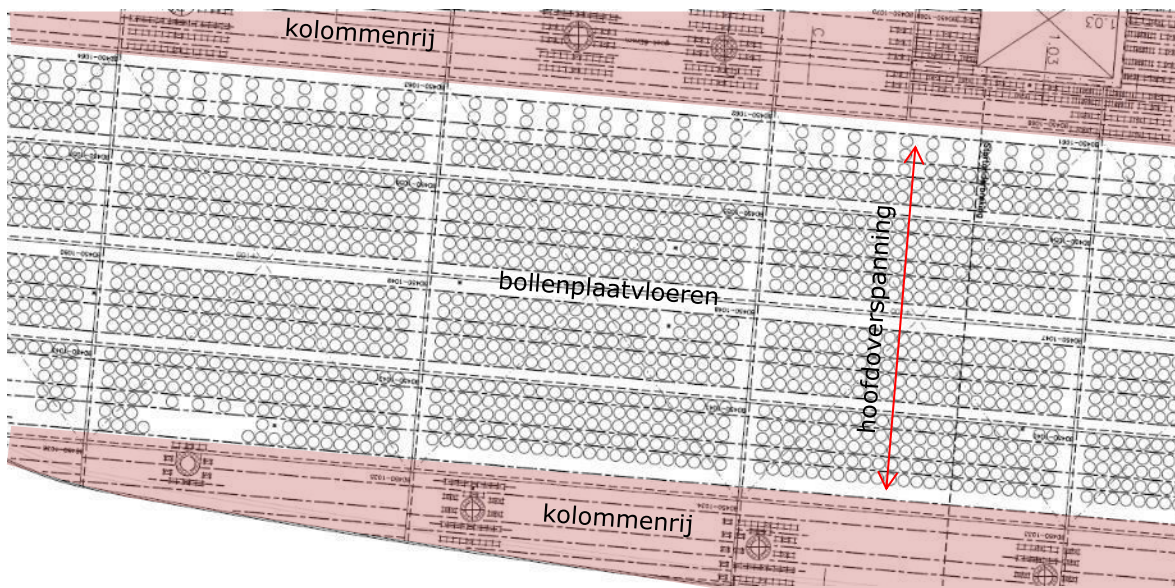
In het geval van de parkeergarage is er, anders dan gebruikelijk, voor gekozen om de prefab breedplaten een kwartslag te draaien. Hierbij werden de platen dus niet in de lengte- maar in de breedterichting tussen de kolommenrijen gelegd. Een dergelijk legplan maakte het mogelijk om de vloeren van de parkeergarage in een toog (dakprofiel) te leggen, zie onderstaande figuur. Dit om het vereiste afschot voor hemelwaterafvoer te realiseren, maar ook voor gewichtsbesparing. Het oorspronkelijke bestek ging namelijk uit van het opstorten en afvlinderen van een afschot in beton, wat in een zwaardere constructie zou hebben geresulteerd.



Figuur 3: Schematische weergave toog in de vloer.

Figuur 4 geeft een beeld van de ligging van de bollenplaatvloeren tussen de kolommen. De composiete, vlakke plaatvloer steunt direct op de kolommen. Ter plaatse van de kolommen zijn aparte, versterkte breedplaten zonder bollen gebruikt. Deze moeten in feite als een geïntegreerde kolomstrook fungeren.¹ De hoofddraagrichting van de vloer is die tussen de kolommenrijen zoals weergegeven in de afbeelding. In deze richting draagt de vloer het grootste deel van de optredende belastingen via de versterkte breedplaten (lichtrood in de figuur) af op de kolommen. De langsnaden tussen de breedplaten lopen dwars over de genoemde hoofddraagrichting van de vloer.

¹ Traditioneel bestaat een kolomstrook uit een platte balk waarop de platen zijn opgelegd.



Figuur 4: Legplan bollenplaatvloeren met kwartslag gedraaide prefab breedplaten; de versterkte breedplaten zijn lichtrood gekleurd. [006]

Koppeling van de platen

Door het hiervoor beschreven legplan bevinden zich tussen de kolommenrijen vijf plaatnaden dwars op de hoofdtraagrichting van de vloer. Deze vragen extra aandacht in het ontwerp omdat de vloer als één geheel moet kunnen functioneren. De breedplaten zijn hier ter plaatse van de naden aan elkaar gekoppeld met koppelwapening, die de functie van hoofdwapening heeft.

Traditioneel verzorgt de (praktische) koppelwapening bij breedplaatvloeren vooral de nodige samenhang en het opvangen van dwarskrachten, zodat ongelijke zakkingen van platen ten opzichte van elkaar worden voorkomen. Bij plaatnaden dwars op de hoofdtraagrichting, moet de koppelwapening echter ook het buigend moment in de vloer opvangen.

Krachtswerking in de vloer

De optredende belasting in de vloer bestaat grotendeels uit de permanente belasting door het eigen gewicht van de vloer en (indien de parkeergarage in gebruik was genomen) uit de variabele belasting door auto's op de vloer. Deze belasting resulteert in een buigend moment in de vloer. Figuur 5 toont schematisch de krachtswerking in de platen als gevolg van dit buigend moment.

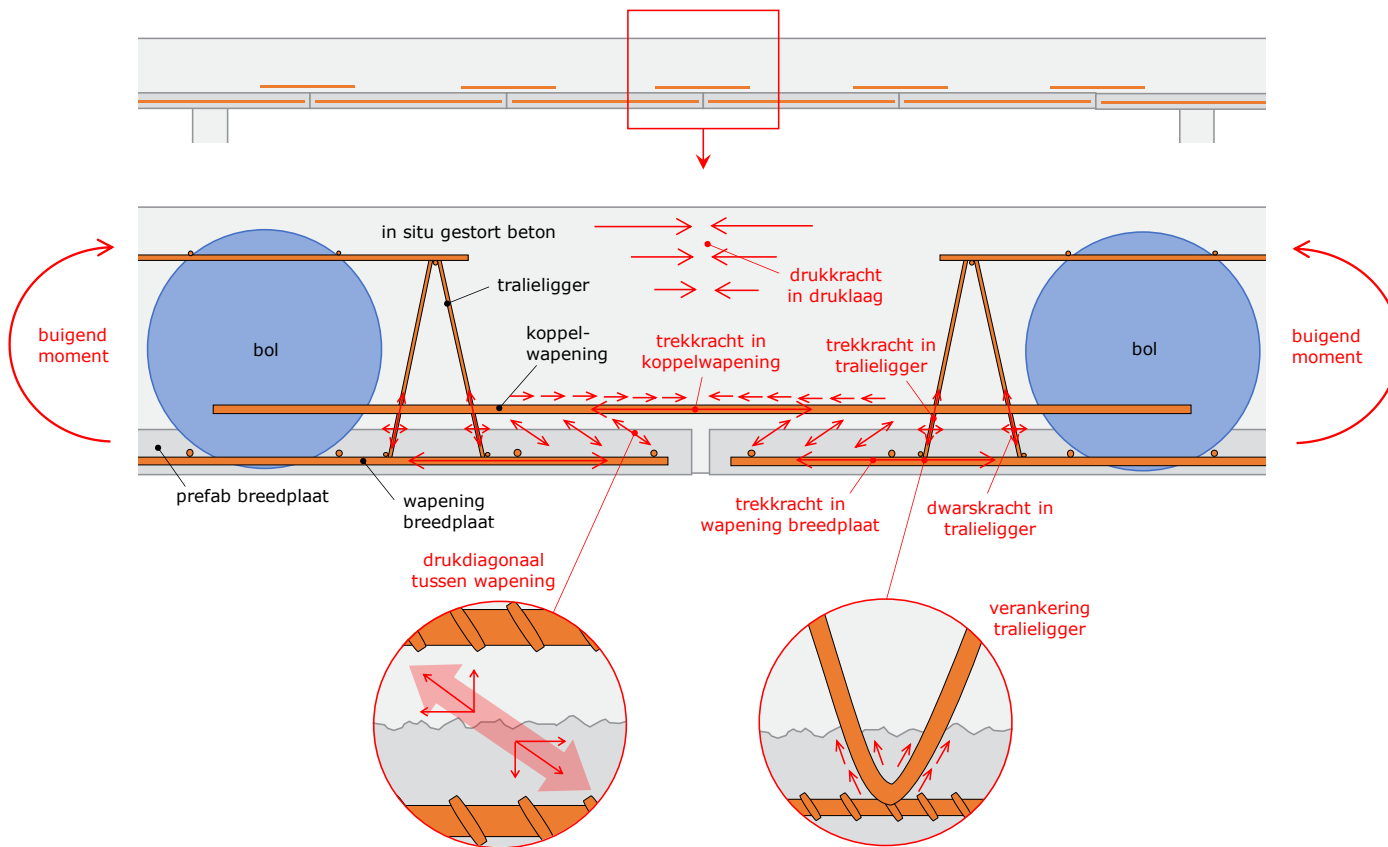
Door het buigend moment treedt een drukkracht op bovenin de vloer en een trekkracht onderin de vloer. De drukkracht wordt opgenomen door de druklaag: het in situ gestorte beton. Omdat beton slechts in beperkte mate trek kan opnemen, wordt onderin de vloer wapening aangebracht om de optredende trekkracht op te nemen. In de eerste plaats is dat de hoofdwapening in de prefab breedplaten. Deze hoofdwapening is bij de parkeergarage Eindhoven echter onderbroken door de naden tussen de breedplaten. Om dit op te vangen is dwars over deze naden een koppelwapening op de breedplaten gelegd. Deze koppelwapening heeft hier de functie van de hoofdwapening.

De overdracht van de trekkracht van de hoofdwapening in de breedplaat naar de koppelwapening op de breedplaat en andersom, wordt hier geacht plaats te vinden via de, in betonconstructies gebruikelijke, wapeningsoverlappen. De drukdiagonalen, die bij dergelijke overlappen tussen de wapeningsstaven ontstaan, moeten hier echter ook het stortvlak tussen het prefabelement en de opstort passeren. De bijbehorende krachtontbondenen willen de opstort en de prefabelement doen separeren (de drukdiagonaal wordt ontbonden in een horizontale

kracht langs het contactvlak en een kracht loodrecht op het contactvlak). Indien de weerstand hiertegen wordt overschreden, dan bezwijkt het contactvlak op afschuiving. Aanhechting van de opstort op het prefabelement speelt bij dit mechanisme een grote rol. Daarvoor zijn de betonsterkte en de ruwheid van het betonoppervlak op het contactvlak van belang.²

Als de aanhechting niet toereikend is, dan dient er aanvullend een wapening toegepast te worden die de opstort en de prefab element met elkaar verbindt en het separeren hiervan ten gevolge van de optredende krachten mede verhindert (de afschuiving mede verhindert). Deze wapening dient niet alleen voldoende sterk te zijn, maar in beide aansluitende delen ook voldoende verankerd te zijn. Ook de hoeveelheid van de benodigde wapening is mede afhankelijk van de detaillering en de ruwheid van het betonoppervlak op het contactvlak. Bij de toegepaste bollenplaatvloeren moesten de tralieliggers deze functie vervullen.²

De tralieliggers hebben dus een belangrijke functie in het krachten spel. Deze dragen eraan bij dat de prefab platen verbonden blijven aan de druklaag. Zonder tralieliggers is de verbinding tussen de breedplaat en druklaag volledig afhankelijk van de aanhechting tussen de twee lagen beton. Indien de prefab platen los van de druklaag zouden komen, kan er überhaupt geen schuifsterkte geleverd worden. Daarnaast bieden de tralieliggers aanvullende weerstand tegen afschuiving op het contactvlak, doordat ze dit vlak doorsnijden en een dwarskracht genereren.



Figuur 5: Schematische weergave van de opbouw van de vloer van de parkeergarage en de optredende krachswerking.

² Zie NEN-EN 1992-1-1, Art 6.2.5 Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton.

3 Bevindingen

Dit hoofdstuk bevat de bevindingen van het technisch onderzoek naar de oorzaak van de instorting van de parkeergarage. De bevindingen zijn als volgt gestructureerd:

Ten aanzien van de directe oorzaak:

1. Het begin van de instorting
2. Het primaire breukvlak
3. De bepalende krachtswerking
4. Het bezwijken van de vloer
5. De factoren die hebben geleid tot bezwijken van de vloer
6. De invloed van onzekerheden
7. Factoren die geen (substantiële) bijdrage hebben

Ten aanzien van de onderliggende oorzaak:

8. De keuze voor deze toepassing en dit ontwerp
9. De toepassing van breedplaatvloeren in relatie tot de norm

De feitelijke informatie waarop de bevindingen zijn gebaseerd, volgt uit verschillende bronnen, waaronder de onderzoeksrapporten van TNO, Hageman, SGS INTRON en de OVV. Zie voor een beschrijving bijlage C. Voor de bondigheid van de bevindingen worden de feiten zo veel mogelijk op hoofdlijnen beschreven. Details zijn te vinden in de desbetreffende bronnen waarnaar in de tekst wordt verwezen.

3.1 Het begin van de instorting

De instorting van de parkeergarage is begonnen bij de vierde verdiepingsvloer, zo volgt uit beelden, getuigenverklaringen en de ligging van puin na de instorting.

10. Uit camerabeelden volgt dat de vierde vloer begint met bewegen en dat daarna de andere vloeren een voor een volgen.

De camerabeelden laten verschillende delen van de constructie zien. Eén camera heeft de gehele constructie in beeld [031], bij andere camera's was het beeld beperkt tot de onderste twee verdiepingsvloeren. Uit de beelden volgt dat de vierde verdiepingsvloer begint met bewegen (om 19:00:45,7 uur). Circa driekwart seconde daarna begint ook de derde verdiepingsvloer te bewegen (om circa 19:00:46,4 uur). Hierna volgen ook de vloeren 2 en 1. Onderstaande *stills* uit de opnames laten stap voor stap de instorting zien. Hoewel met name het begin van beweging minder goed te zien is dan bij de bewegende beelden, kan de lezer de beweging zien door te focussen op de verandering van lichtinval op de onderkant van de vloeren. Door de rotatie neemt de lichtinval op de onderkant van de vloeren toe.



Figuur 6: Beelden van het verloop van de instorting. [008]

11. Hiernaast hebben getuigen verklaard dat de instorting begon bij de vierde vloer. Alle getuigen die de parkeergarage hebben zien instorten, verklaren dat dit van boven naar beneden gebeurde. Twee getuigen verklaren specifiek dat de instorting is begonnen bij de vierde vloer [009].
12. De ligging van het puin is consistent met de start van de instorting bij de vierde vloer. Uit analyse van de instorting volgt hoe een instorting, die start bij de vierde verdiepingvloer, de ligging van het puin verklaart. Doordat de instorting bij de vierde vloer begon, was het mogelijk dat de vloerdelen konden roteren en in omgekeerde volgorde op elkaar terecht konden komen (met de vierde vloer onder en de eerste vloer boven). Bij een ander verloop van de instorting, was een dergelijke ligging van de ingestorte vloeren niet waarschijnlijk geweest. [001; 002; 003]

3.2 Het primaire breukvlak

De instorting is begonnen met het ontstaan van een breukvlak in het midden van het vloerveld van de vierde verdiepingvloer. Het is niet waarschijnlijk dat de instorting bij een ander

deel van de constructie is begonnen. Dit volgt eveneens uit camerabeelden en een analyse van de breukvlakken. Andere breukvlakken zijn secundair, zijn het gevolg van de instorting. Andere oorzaken voor de instorting (zoals falen van de fundering of kolommen) zijn niet waarschijnlijk.

13. Uit de camerabeelden volgt een breuk in het veld van de vierde vloer.

De camerabeelden tonen dat de vierde verdiepingsvloer roteert om de buitenste kolomrij: de rand van de verdiepingsvloer beweegt daarbij omhoog, het midden van de vloer beweegt omlaag. De andere vloeren volgen dit bezwijkpatroon, als gevolg van de belasting door de instortende bovenliggende vloer(en).

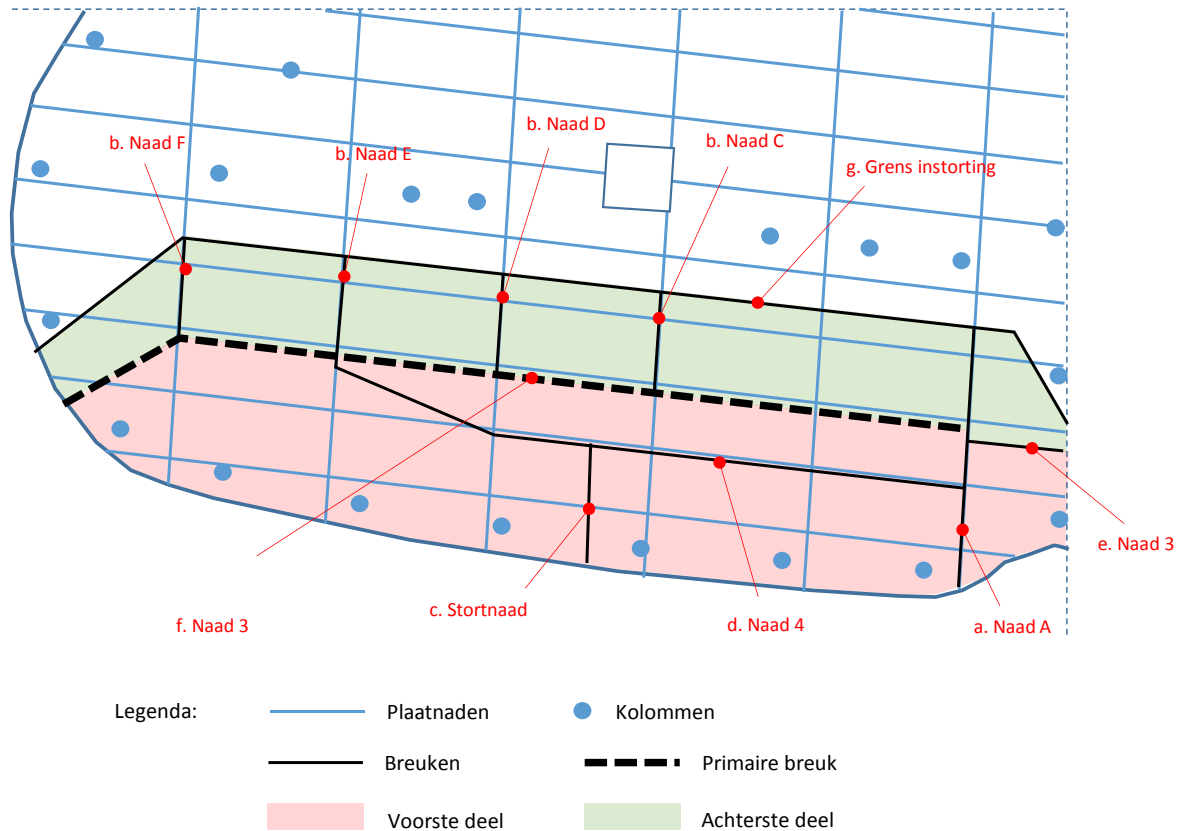
14. Het primaire breukvlak ligt ter plaatse van de naad in het midden van het vloerveld van de vierde verdiepingsvloer.

Analyse van de opgetreden breukvlakken wijst de breuk in het midden van het veld, ter hoogte van naad 3, aan als primaire breuk. Andere breukvlakken zijn secundair, zijn het gevolg van de instorting. Onderstaande figuur geeft de locatie van de breuken weer, hieronder een korte analyse per breuk [001; 002; 003; 024]

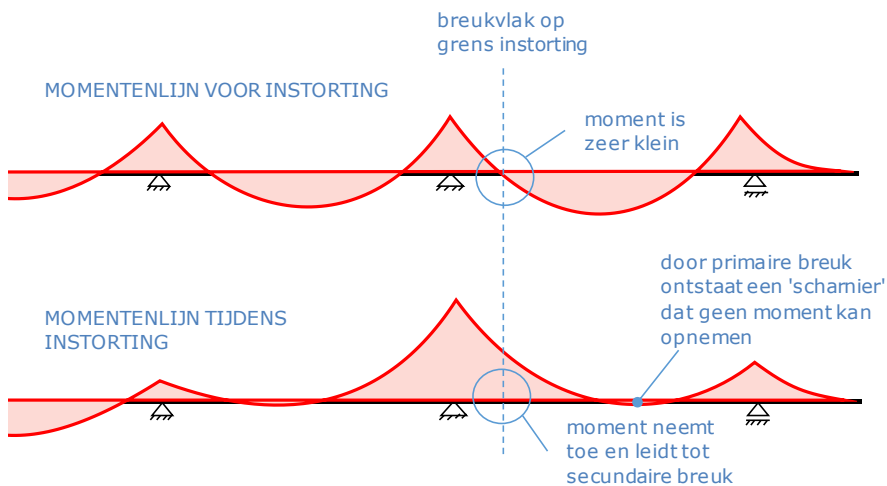
- a. Naad A: Het verloop van de instorting had er anders uitgezien bij een start bij breuk A: een instorting van rechts naar links. Uit beelden van de instorting volgt dat dit deel van de vloeren juist (iets) later neerkomt. Ook zou een start bij breuk A bij de kolom links van de breuk tot een scheur of breuk moeten hebben geleid; dit is niet het geval.
- b. Naad C tot en met F: Een primaire breuk ter hoogte van een van deze dwarsnaden had tot doorlopende scheuren tot aan de gevel moeten leiden; dit is echter niet aan de orde. Daarnaast had er een rotatie en daardoor verplaatsing van deze vloerdelen in de langsrichting moeten optreden; ook hiervan is geen sprake. Ten slotte had het achterste deel (groen in de figuur) dan niet ondersteboven en in omgekeerde volgorde kunnen neerkomen. Deze breuken zijn waarschijnlijk het gevolg van een verschil in rotatiesnelheid van het binnenste deel (groen in de figuur) tijdens de instorting of van het neerkomen van dit deel.
- c. Stortnaad: Doordat vloeren niet in één keer kunnen worden gestort, ontstaat er een stortnaad waar het storten wordt onderbroken. Dit vormt een zwakke plek in de constructie. Indien de start van de instorting bij de stortnaad zou hebben gelegen, dan zou er echter een tweede parallelle breuk moeten zijn ter hoogte van de kolommen aan weerszijden van de stortnaad; zo'n breuk is er niet. Waarschijnlijk is de breuk bij de stortnaad gevolgschade door het neerkomen van dit deel of door een verschil in rotatiesnelheid van het voorste deel tijdens de instorting.
- d. Naad 4: Een start van de instorting bij naad 4 had niet kunnen resulteren in de ligging van het puin waarbij het achterste deel van de vloer geroteerd is en in omgekeerde volgorde ligt. Bij een primaire breuk bij naad 4 was het achterste deel van de vloeren aanzienlijk breder geweest (loodrecht op de gevel gezien), waardoor een volledige rotatie van dit deel zeer waarschijnlijk niet had kunnen optreden. Deze breuk is zeer waarschijnlijk het gevolg van het neerkomen van het voorste deel van de ingestorte vloer.
- e. Naad 3 nabij dilatatievoeg: Als bij Naad A, had een instorting die startte in naad drie nabij de dilatatievoeg een instorting van rechts naar links tot gevolg gehad; hiervan is geen sprake. Uit de beelden volgt dat dit deel van de vloeren (iets) later neerkomt. Waarschijnlijk is de breuk bij naad 3 nabij de dilatatievoeg het gevolg van een verschil in rotatiesnelheid van de voorste en achterste delen van de vloer tijdens de instorting.
- f. Naad 3: Een start van de instorting bij naad 3 verklaart de rotatie naar binnen om de rij met gevelkolommen; deze rotatie is zichtbaar op de camerabeelden. Ook verklaart deze breuk het ondersteboven en in omgekeerde volgorde neerkomen van de vloeren van het achterste deel (groen in de figuur). Bij een primaire breuk bij naad 3 is namelijk het achterste deel korter dan het voorste deel van de vloer. Daardoor moet het voorste deel eerst de derde vloer hebben geraakt. De derde

vloer bezweek daardoor voordat de vierde vloer de derde vloer kon raken. Dit herhaalde zich bij de onderliggende vloeren. Hierdoor konden de vloeren van het achterste deel min of meer vrij roteren, waardoor ze met de onderkant boven en in omgekeerde volgorde konden neerkomen.

- g. Grens instorting: Een primaire breuk nabij de grens van de instorting had niet kunnen leiden tot het met de onderkant boven en in omgekeerde volgorde neerkomen van de vloeren van het achterste deel. Deze breuk is waarschijnlijk het gevolg van het overschrijden van het opneembaar inklemmingsmoment, kort na ontstaan van de primaire breuk bij naad 3. Figuur 8 geeft dit schematisch weer.



Figuur 7: Breukvlakken in de vierde verdiepingvloer. [001]



Figuur 8: Toename van inklemmingsmoment leidt tot breuk op grens instorting.

15. Andere startpunten voor de instorting lijken uitgesloten:

- a. Fundering:

De fundering van een gebouw draagt het gewicht van het gebouw en voorkomt zakkingen van de constructie. Indien de fundering onvoldoende draagkrachtig is, kan dat deformaties tot gevolg hebben, die tot instorting kunnen leiden. Dit lijkt hier uitgesloten.

 - i Indien de oorzaak van de instorting zou liggen bij de fundering, dan had er sprake moeten zijn geweest van forse deformaties (vervormingen) in de gehele constructie. Uit een hoogtescan [018] die na de instorting is gemaakt van het nog staande deel van de parkeergarage, volgt dat er geen noemenswaardige deformaties zijn onderin de constructie. Het lijkt onwaarschijnlijk dat dit bij het ingestorte deel van de constructie wel het geval was.
 - ii Daarbij is dit type constructie vrij ongevoelig voor deformaties in de fundering, omdat de constructie niet stijf is en daardoor deformaties goed kan opnemen.
- b. Kolom:

De kolommen dragen de belasting uit de vloeren over op de onderliggende constructie en uiteindelijk de fundering. De kolommen kunnen bijvoorbeeld bezwijken doordat ze onvoldoende draagkracht hebben of onvoldoende weerstand tegen een buigend moment. Ook dit lijkt hier niet aan de orde.

 - i Falen van een kolom in de gevel had tot een ander patroon van instorting geleid, waarbij de vloerrand bij de gevel naar beneden was geroteerd in plaats van omhoog.
 - ii Bij falen van een kolom was er een breuk ontstaan ter plaatse van de gefaalde kolom, loodrecht op de gevel. Daarbij had ook een parallel secundair breukvlak moeten ontstaan. Dergelijke breukvlakken zijn niet aanwezig.
 - iii Hoewel er e.e.a. op het ontwerp van de kolommen valt af te dingen, is dit niet kritiek geweest (zie bijlage D). De scheuren in de aansluiting van kolommen op de verdiepingsvloer, die al voor instorting zichtbaar waren, hebben geen invloed op de instorting gehad.
 - iv Hoewel er in het puin beschadigde en zelfs gebroken kolommen zijn aangetroffen, zijn deze niet de oorzaak maar het gevolg van de instorting.
- c. Pons:

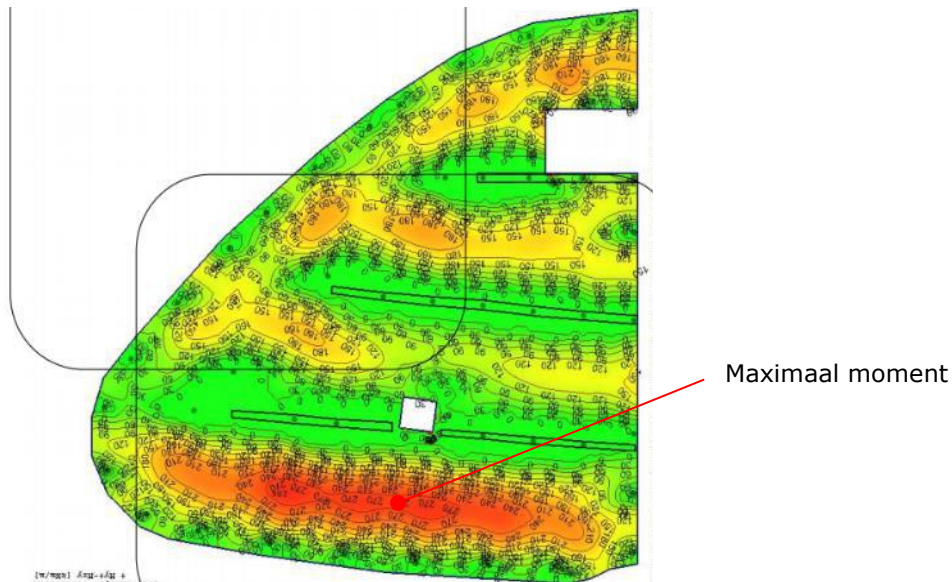
Door de geconcentreerde belasting van een vloer op een kolom, kan de kolom door de vloer heen breken, oftewel 'ponsen'. Ook dit is niet waarschijnlijk als oorzaak.

 - i De ponsweerstand is zodanig dat deze niet kritiek is geweest. [003]
 - ii Hoewel er bij het maken van boorsparingen in de vloer nabij de kolommen ponswapening is beschadigd, kan dit geen aanleiding zijn van de instorting. Er zijn namelijk geen boorsparingen gemaakt in de vierde vloer. [032]
 - iii Er zijn geen breukvlakken (ter plaatse van de kolommen) die wijzen op pons, zie Figuur 7.
 - iv In het puin is geen bewijs gevonden van doorgeponste kolommen. [024]

3.3 De bepalende krachtswerking

De breuk ontstond omdat de vloer onvoldoende in staat was het optredende buigend moment op te nemen. Ter plaatse van de primaire breuk is het moment in de vloer maximaal; andere krachten (bijv. dwarskracht) zijn hier niet van betekenis. Al voor de instorting waren er signalen die wezen op onvoldoende momentcapaciteit van de vloer, zoals forse scheurvorming en een grote mate van doorbuiging. De toename van het moment door de temperatuur op de dag van de instorting, is zeer waarschijnlijk de directe aanleiding geweest. De temperatuur en zonintensiteit waren op de dag van de instorting namelijk zeer groot wat tot een temperatuurgradiënt in de vloer heeft geleid, met als gevolg een verhinderde vervorming resulterend in een extra moment.

16. In het algemeen zijn er twee inwendige krachten die de vloer kunnen doen bezwijken, namelijk de dwarskracht en het moment. Het meest waarschijnlijk is dat het moment de drijvende kracht achter de instorting is, aangezien ter plaatse van het midden van het veld, bij naad 3, het moment maximaal is³. De dwarskracht is op dit punt in de vloer niet substantieel, die is juist bij de opleggingen op de kolommen groot.



Figuur 9: Momenten in vierde verdiepingsvloer, deel B. [017]

17. De vóór instorting gefotografeerde scheuren in en plassen op de vloer getuigen van de onvoldoende momentcapaciteit van de vloer.
- Onvoldoende momentcapaciteit leidt in de eerste plaats tot scheuren onderin de vloer, ter hoogte van het midden van het vloerveld. Dergelijke scheuren moeten aanwezig zijn geweest in de druklaag, maar liepen niet door in de prefab breedplaten zo blijkt uit boorkernen [025.d]. De breedplaten onttrokken deze scheuren feitelijk aan het zicht, waardoor er geen scheuren onder in de vloer zichtbaar zijn op foto's. Mogelijk heeft de grote doorbuiging wel geleid tot plaatnaden die zijn gaan 'openstaan'. Foto's van voor de instorting geven hier echter geen uitsluitsel over. [033]
 - Als tweede orde-effect ontstaan er scheuren bovenin de vloer nabij de kolommen, evenwijdig aan de kolommenrij. Deze scheuren ontstaan doordat de vloer in het midden van het veld onvoldoende momentcapaciteit heeft. Daardoor treedt herver-

³ Strikt genomen ligt het maximaal moment niet exact ter plaatse van naad 3, maar het verschil is klein.

deling op: de steunpuntwapening (bovenwapening) in de vloer ter hoogte van de kolommenrij gaat moment 'naar zich toe trekken'. Omdat de vloer hierop niet is gedimensioneerd, treden er scheuren op. Deze scheuren zijn zichtbaar op foto's van voor de instorting, zie Figuur 10. Betrokkenen bij de bouw hebben deze mate van scheurvorming als uitzonderlijk omschreven.

- c. Verder is een vergaande doorbuiging van de vloer waargenomen. Hoewel de vloer met een toog (dakprofiel) is ontworpen en aangelegd, was de doorbuiging zodanig dat er plassen op de vloer bleven staan, zie Figuur 11.

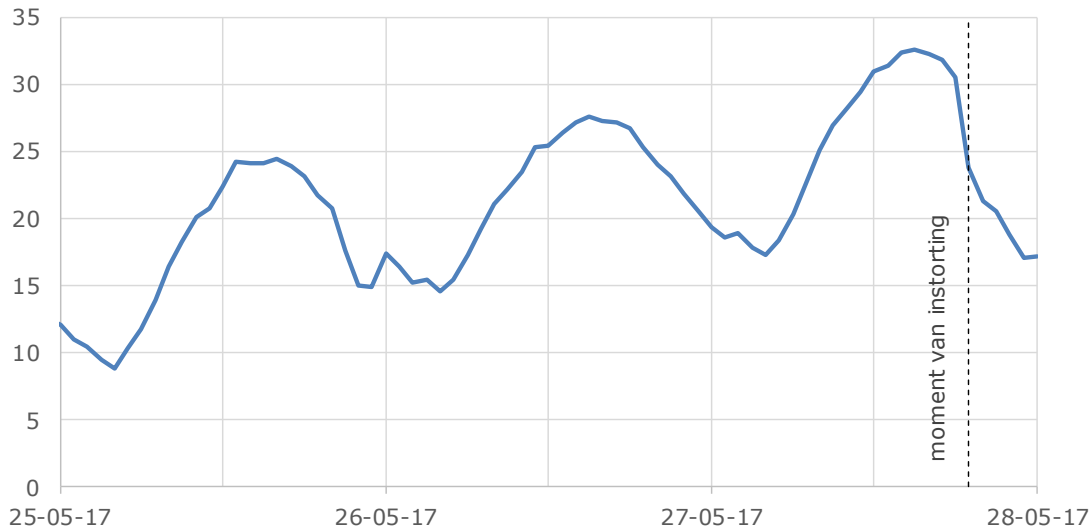


Figuur 10: Scheuren nabij de kolommenrij. [033]



Figuur 11: Plassen op de vierde verdiepingvloer. [033]

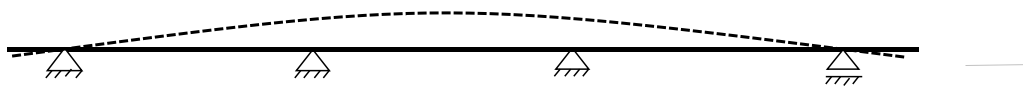
18. De temperatuurbelasting op de dag van de instorting moet tot een temperatuurgradiënt hebben geleid.
- 27 mei 2017 was een relatief warme dag met veel zon en een relatief groot aantal zonuren en een windkracht 'matig'. Het was de warmste dag sinds het storten van de vloeren van de parkeergarage. Zie ook onderstaande figuur.
 - Hierdoor is waarschijnlijk een temperatuurgradiënt in de vierde vloer ontstaan, met een hoge temperatuur aan de bovenkant van de vloer en een lage temperatuur aan de onderkant.



Figuur 12: Temperatuurverloop in graden Celsius [KNMI, weerstation Eindhoven].

19. Door de temperatuurgradiënt is het moment in de vloer toegenomen, wat zeer waarschijnlijk de directe aanleiding van de instorting is geweest.
- Door deze gradiënt wil de gehele verdiepingsvloer naar boven uitbuigen, maar dit wordt verhinderd door de steunpunten (ter plaatse van de kolommen).
 - Deze verhinderde vervorming resulteert in krachten in de steunpunten en een aanzienlijke toename van het moment in het veld van de vloer, naar schatting ten minste circa 30%. [001; 003]

Door temperatuursgradiënt wil de gehele vloer naar boven uitbuigen.
De vaste verbinding met de kolommen verhindert deze vervorming.



Als gevolg hiervan treden oplegreacties in de vloer op, ter plaatse van de kolommen, ...



... wat leidt tot een extra buigend moment.



Figuur 13: Gevolgen van temperatuurgradiënt voor dwarskrachten en momenten.

3.4 Het bezwijken van de vloer

De vloer bezweek door onvoldoende momentcapaciteit van de toegepaste detaillering van de verbinding tussen twee breedplaten. Deze verbinding dient de overdracht van trekkrachten in de wapening van twee naastliggende prefab breedplaten te realiseren, via de koppelwapeningstaven in de druklaag. Het bezwijken begon als een voortschrijdende afschuiving, dan wel onthechting, van de breedplaat vanaf de plaatnaad. Dit uitte zich in het 'afpellen' van de breedplaat van de druklaag en vervolgens de breuk, waarbij het breukvlak passerende tralieliggers uit de breedplaat-, en de uiteinden van de koppelwapeningstaven uit de druklaag werden getrokken. Foto's bevestigen het voorgaande, want tonen onthechting van de breedplaten, uit de druklaag uitstekende tralieliggers, en korte stukken (10 à 20 cm) uitstekende koppelwapeningstaven.

20. Er zijn op hoofdlijnen vier faalmechanismen die kunnen optreden bij het overschrijden van de momentcapaciteit ter plaatse van de naad tussen de breedplaten, namelijk (zie ook Figuur 5):
- a. Onvoldoende druksterkte: Door het optreden van een buigend moment in de vloer treedt bovenin de vloer een drukkracht op. Het beton bovenin de doorsnede moet voldoende zijn om deze drukkracht op te kunnen nemen. Als de betondruksterkte onvoldoende is, of als er zich onvoldoende beton bovenin de vloer bevindt (bijv. als gevolg van de bollen), dan kan de vloer bezwijken.
 - b. Onvoldoende wapeningsdoorsnede: Door het optreden van een buigend moment in de vloer treedt onderin de vloer een trekkracht op. De wapening in de prefab breedplaat en de koppelwapening moeten de trekkracht in de vloer kunnen opnemen. Hiervoor dienen de staven voldoende doorsnede te hebben (voldoende staven van voldoende dikte). Indien de doorsnede onvoldoende is, kan de wapening de optredende trekkracht niet opnemen waardoor wapeningsstaven breken en de vloer bezwijkt.
 - c. Onvoldoende aanhechting/afschuifsterkte op het contactvlak tussen prefab breedplaat en druklaag: De weerstand tegen afschuiving en onthechting op het contactvlak wordt geleverd door enerzijds het beton op het contactvlak (waarop de betonsterkte en de ruwheid contactvlak van invloed zijn) en anderzijds de wapening die het contactvlak kruist. Indien de aanhechting/afschuifsterkte op het aansluitvlak onvoldoende is en er toereikende wapening ontbreekt om dit op te vangen, komt de breedplaat los. Dit uit zich in het afpellen van de breedplaat, voortschrijdende afschuiving over het contactvlak en breuk (zie voor meer details over de krachtwerving par. 2.3.2, Krachtwerving in de vloer).
 - d. Onvoldoende verankeringscapaciteit: Om de trekkracht te kunnen leveren, moet de wapening voldoende verankerd zijn in het omliggende beton. Doorgaans is dit geen belangrijk aandachtspunt omdat de wapening een behoorlijke lengte heeft en volledig omhuld wordt door beton. Bij de toegepaste koppelwapening echter wel omdat deze een relatief korte lengte heeft en de omhulling minder is, onder meer doordat staven direct op de breedplaat worden gelegd. Indien de verankering onvoldoende is, volgt een verankeringsbreuk en bezwijkt de vloer.

21. Er is geen sprake van bezwijken van de vloer op druk. Uit een berekening (zie bijlage E) volgt dat de doorsnede voldoende druksterkte kon ontwikkelen om de optredende drukkrachten te weerstaan.
22. Er is geen sprake van bezwijken van wapening op trek door onvoldoende wapeningsdoorsnede. Uit een berekening (zie bijlage E) volgt dat de doorsnede van de aanwezige hoofdwapening (zowel in de breedplaat als de koppelwapening) voldoende was om de optredende belastingen te kunnen weerstaan. Dit mechanisme is ook niet waargenomen: er zijn geen door trek afgeknapte wapeningsstaven waargenomen in het puin van de ingestorte parkeergarage. [024]
23. Het is zeer waarschijnlijk dat het bezwijken van de vloer is begonnen met het onthechten c.q. afschuiven van de prefab breedplaat. Wat zich uit in het 'afpellen' van de breedplaat van de opstort, een voortschrijdende afschuiving over het stortvlak, gevolgd door breuk.
 - a. Controleberekeningen wijzen erop dat de schuifsterkte van het contactvlak onvoldoende is. Voor de maatgevende snede is een unity check van 0,76 tot 1,52 berekend [001]. Dit is de verhouding tussen belasting en sterkte: een unity check groter dan 1 betekent dat de sterkte onvoldoende is om de belasting op te nemen. De bandbreedte is het gevolg van de onzekerheid in schuifsterkte op het contactvlak, die zou variëren tussen 0,5 tot 1,0 N/mm². Gezien de waargenomen gladde oppervlakken, is een unity check nabij de bovengrens (van 1,52) waarschijnlijker. Dit betekent dat de schuifsterkte onvoldoende was.
 - b. Uit betonkernen genomen uit het puin van de ingestorte parkeergarage [025.d], blijkt dat de hechting op het contactvlak slecht is. Dit uit zich in het feit dat scheuren in de druklaag niet doorlopen in de prefab breedplaat. Bij een goede hechting hadden de scheuren doorgelopen wat duidt op krachtsoverdracht. Hiernaast laat fotomateriaal van de ingestorte parkeergarage onthechting van de prefab breedplaten van de druklaag te zien, zie onderstaande figuur.



Figuur 14: Geen hechting op contactvlak en niet doorlopen van scheuren in een boorkern (links) [025.d] en een voorbeeld van een glad contactvlak waar de breedplaat is onthecht van de druklaag [024].

24. Het 'afpellen' van de breedplaat van de opstort, onthechting en voortschrijdende afschuiving over het stortvlak heeft ertoe geleid, dat de koppelwapening zijn (reeds kritieke) verankering volledig heeft verloren. Dit volgt uit berekeningen, foto's van het puin en wordt bevestigd door het experimenteel onderzoek.
 - a. Uit berekening van de situatie voor instorting volgt dat de verhouding tussen de aanwezige en benodigde lengte van de koppelwapening 0,51 tot 0,76 bedroeg [001], wat zou betekenen dat de lengte van de koppelwapening rekenkundig voldoende was om niet tot bezwijken te leiden. In geval van afpellen reduceert echter

de lengte waarover de staven verankerd zijn. Dit is een halvering, indien we de afstand tussen de tralieliggers aan weerszijde van de plaatnaad niet mee nemen. Gezien het bij het voorgaande punt beschreven afpellen is dit reëel. Dat zou resulteren in een verhouding tussen circa 1 à 1,5 wat inhoudt dat de lengte van de koppelwapening op moment van instorting onvoldoende was voor het opnemen van de optredende krachten.

- b. In het puin van de ingestorte parkeergarage is te zien dat er koppelwapening is uitgetrokken. Ter plaatse van de primaire breuk steken korte stukken koppelwapening van 15 à 20 cm uit de opstort, zie onderstaande foto.
- c. Het uitgevoerde experimenteel onderzoek [003] bevestigt het bestaan van dit faalmechanisme en laat zien dat er bij overschrijden van het maximaal opneembaar moment een scheur ontstaat bij de plaatnaad die zich langs het contactvlak doorzet, totdat de tralieligger aan het einde van de koppelwapening wordt uitgetrokken. Daarna zet de scheur zich verticaal door, langs de eerste bollenrij wat resulteert in een breuk in de vloer. Zie ook onderstaande foto van het bezweken proefstuk.



Figuur 15: Uitgetrokken koppelwapening ter plaatse van de primaire breuk. [024]



Figuur 16: Bezweken proefstuk. [003]

3.5 De factoren die hebben geleid tot bezwijken van de vloer

De factoren die hebben bijgedragen aan het optreden van het faalmechanisme zijn:

- *de lengte en schikking van de koppelwapening die niet aan de vigerende normen voldoet;*
- *een gebrek aan goed verankerde dwarswapening (de tralieliggers) die de breedplaat en de opstort met elkaar verbindt en op de optredende krachten is gedimensioneerd;*
- *de beperkte aanhechting tussen breedplaat en druklaag.*

25. De lengte van de koppelwapening was ruim onvoldoende. Er is geen rekening gehouden met de eisen uit de vigerende normen ten aanzien van overlappingslengtes van wapening, verminderde verankering door de optredende onthechting (afpellen) en andere correcties, waardoor aanzienlijk langere staven nodig waren geweest.

- a. Het ontwerp van de koppelwapening week op een aantal punten af van de normen c.q. was gebaseerd op te optimistische uitgangspunten. Als de normen correct waren gevolgd, de uitgangspunten realistischer waren ingeschat en de vereiste controleberekeningen waren uitgevoerd, dan hadden de staven effectief een factor 4,0 tot 4,6 langer moeten zijn, zie ook onderstaande punten en Tabel 1.
 - i Er is geen rekening gehouden met de overlappingsvoorwaarden conform NEN-EN 1992-1-1; paragraaf 8.7. De overlappingsvoorwaarden stellen dat bij staven in verschillende lagen (hier de breedplaat en de druklaag) voor slechts 50% mag overlappen. Bij de parkeergarage was sprake van 100% overlappende staven. Effectief eisen de overlappingsvoorwaarden (gemiddeld) 1,5 maal langere staven dan in het ontwerp van de parkeergarage is toegepast.
 - ii Er is geen correctie toegepast voor het bundelen van staven. Bundelen van staven leidt tot een verminderde omhulling en daarmee verankering. Bundelen van staven is echter reëel, omdat de staven tussen de bollen moeten worden geplaatst. Uit fotomateriaal van de uitvoering volgt de staven deels zijn gelegd met een hulpstaaf die bundeling voorkomt, maar andere foto's laten zien dat hulpstaven niet overal zijn toegepast en dat staven tegen elkaar aan liggen (zie Figuur 17). Ook uit het veldonderzoek [024] blijkt dat er plaatselijk sprake is van bundeling. NEN 1992-1-1 (par. 8.9) schrijft voor dat bij bundeling van staven een effectieve staafdiameter bepaald dient te worden, door te vermenigvuldigen met een factor \sqrt{n} voor het aantal gebundelde staven. Voor twee staven zou dit resulteren in een factor 1,4, voor vier staven in een factor 2,0. Dit heeft een evenredig effect op het aanhechtoppervlak, wat met dezelfde factor verdisconteerd had moeten worden in de staaf lengte.
 - iii Er is geen correctie toegepast voor het 'koud' op de plaat leggen van de staven. NEN 1992-1-1 gaat uit van goede aanhechteigenschappen. Daarvan lijkt bij het koud op de plaat leggen van de staven geen sprake. In dat geval geeft NEN 1992-1-1 (par. 8.4.2) een reductiefactor van 0,7 op de opneembare aanhechtspanning. Om hiervoor te compenseren had gerekend moeten worden met een factor 1,4 langere staven.
 - iv De CUR-Aanbeveling voor bollenplaatvloeren is niet correct toegepast. Deze stelt (par. 9.6.4) dat de lengte van koppelstaven die in het invloedgebied van bollen liggen (wat geldt voor twee van de vier staven) met 10% vergroot moet worden. De constructeur heeft echter de staalspanning in de wapening met 10% verlaagd, wat niet overeenkomt met de eis uit de CUR-aanbeveling. De staven hadden een factor 1,05 langer moeten zijn (uitgaande van twee van de vier staven).
 - v Hiernaast is er geen rekening gehouden met het effect van het afpellen van de breedplaat, waardoor de verankeringslengte van de koppelwapeningsstaven afbeet. In bepaalde literatuur wordt daarom voorgesteld om het deel van de koppelwapening tussen de tralieliggers niet mee te nemen. De vigerende normen beschrijven dit punt niet expliciet, maar gaan dan ook uit van de onvervormde constructie. Bij de parkeergarage was echter wel sprake van aanzien-

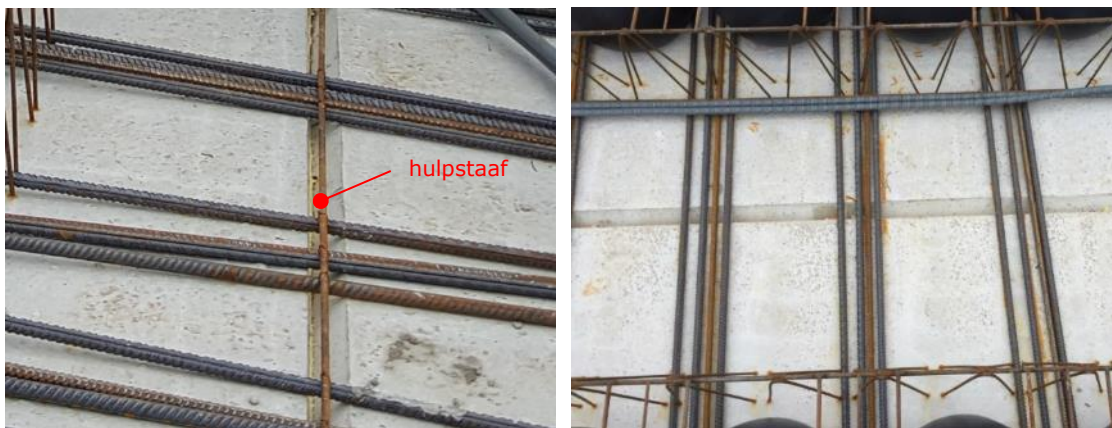
lijke vervorming. De afstand tussen de tralieliggers bedraagt circa 0,8 m dus ongeveer de halve staaflengte. Om daarvoor te compenseren, moet de staaflengte nog eens met een factor 1,5 worden vermeerderd.

Noot: In een eerdere analyses na de instorting is naast het onderstaande meegenomen dat (in lijn met tabel 8.2 van NEN 1992-1-1) de lengte van de staven met een factor 0,85 kan worden verminderd, vanwege de grote betondekking. Aangezien de koppelstaven koud op de breedplaat liggen, waarvan het oppervlak nauwelijks tot geen aanhechting heeft met het er op gestorte deel, vinden we deze reductie hier niet van toepassing en nemen we deze niet mee. Als we dit wel zouden doen, dan resulteert dit nog steeds in een factor 3,4 tot 3,9 langere staven, wat niets zou veranderen aan de strekking van onze bevinding.

- b. Hiervoor geldt in dit geval als praktische bovengrens een factor 2,0. De toegepaste staven hadden immers een lengte van een halve breedplaat. Een factor 2,0 komt neer op doorlopende staven. Bij doorlopende staven zou de verankering van de staven geen faalmechanisme van betekenis zijn. Bij de toepassing van korte koppelwapeningsstaven echter wel.

Factor	Effect op staaflengte
i. overlappingsvoorwaarden	1,5
ii. bundeling van staven	1,2 tot 1,4
iii. 'koud' op de plaat leggen	1,4
iv. invloed bollen	1,05
v. afpellen breedplaat	1,5
	-----x
Totaal	4,0 tot 4,6

Tabel 1: Effect van verschillende factoren op benodigde staaflengte.



Figuur 17: Ligging koppelwapening met (links) en zonder (rechts) toepassing van hulpstaven om de afstand tussen onderlinge koppelwapeningsstaven te borgen.

26. Hiernaast speelt een gebrek aan goed verankerde dwarswapening (de tralieliggers), die de breedplaat en de opstort met elkaar verbindt, een rol.

De tralieliggers hebben een cruciale rol in het functioneren van het systeem rond de krachtsoverdracht. De tralieliggers bieden aanvullende weerstand tegen afschuiving op het contactvlak, doordat ze dit vlak doorsnijden en een dwarskracht genereren. Belangrijker nog is dat de tralieliggers ervoor zorgen dat de prefab platen verbonden blijven aan de druklaag. Zonder die verbinding hangt de hechting van de prefab platen volledig af van de hechting van 'beton op beton', die bij prefab breedplaten van zelfverdichtend beton doorgaans echter beperkt is (zie ook volgende paragraaf). De tralieliggers liggen relatief ver (circa 40 cm) vanaf de plaatnaad en lijken onvoldoende te zijn verankerd in de breedplaat, gezien de beelden van het puin, bijv. op onderstaande foto. Waarschijnlijk

zijn de tralieliggers deels met beton uit de breedplaat uitgetrokken. Deze hebben daardoor het onthechten niet kunnen voorkomen.



Figuur 18: Uitgetrokken tralieliggers op naad 3. [024]

27. Tot slot heeft de beperkte aanhechting tussen breedplaat en druklaag bijgedragen aan het optreden van het faalmechanisme. Uit boorkernen volgt dat het beton in de breedplaten ontmengd is, resulterend in een zwakke en gladde tot zeer gladde toplaag. Hierdoor is er niet of nauwelijks sprake van hechting tussen de breedplaat en de druklaag. Hoewel het beton van de plaat nabij de primaire breuk door de instorting te zwaar beschadigd was voor analyse of beproeving, is het zeer waarschijnlijk dat de aanhechting ook bij de primaire breuk problematisch is geweest.

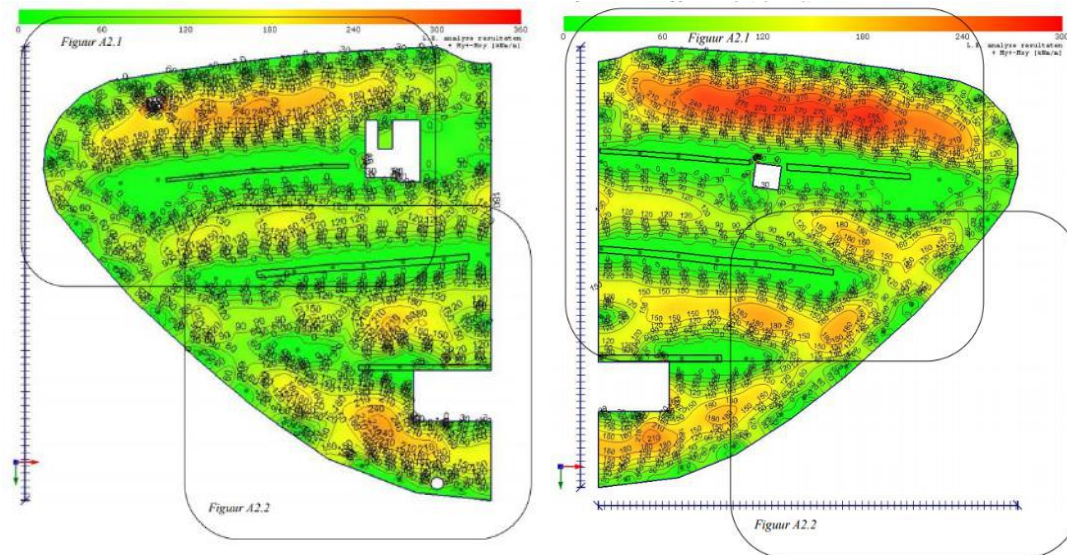
3.6 De invloed van onzekerheden

Dat juist dit deel van de parkeergarage is ingestort en dat de niet ingestorte delen van de parkeergarage aanzienlijk sterker lijken te zijn geweest, is het gevolg van de relatief grote onzekerheid van de parameters die van invloed zijn op het opgetreden faalmechanisme. De mate waarin die parameters hebben bijgedragen aan de instorting is echter niet te verifiëren.

28. Hoewel de constructie van de parkeergarage in grote mate symmetrisch was, zijn er toch verschillen. Deze verklaren echter niet waarom het ene deel is ingestort en het andere deel niet.
- a. De ontwerpen van de delen A en B verschilden enigszins. De ontwerpmomenten in deel A waren iets kleiner dan in deel B. Het ontwerp houdt hier rekening mee: de vloer in deel A bevat bijvoorbeeld iets minder koppelwapening. Desalniettemin resulteert dit per saldo in een iets andere verhouding tussen ontwerpbelasting en de sterkte. Uit een indicatieve inschatting volgt dat deze verhouding in de vierde vloer van deel B tot 8 tot 10% kleiner (dus ongunstiger) was dan in deel A. Dit volgt uit een 12,5% grotere belasting tegenover een 2,5 tot 4% grotere sterkte in deel B t.o.v. deel A.
 - i Het veldmoment in de uiterste grenstoestand van de vierde verdiepingvloer van deel B (270 kNm) is 12,5 % groter dan het veldmoment in de uiterste grenstoestand van de vierde verdiepingvloer van deel A (240 kNm). Zie onderstaande figuur.
 - ii De lengte van de koppelstaven is in de vierde vloer van deel B slechts 2,5 tot 4% groter dan in deel A.
 - b. De vloer in deel A bevatte extra bovenwapening. Deze zou zijn toegepast om de wapeningskorven beter beloopbaar te maken tijdens de uitvoering. Waarom dit in deel B niet is toegepast is onbekend. De extra bovenwapening kan geen noemenswaardig positief effect hebben gehad op de momentcapaciteit van de vloer. Bovenin de vloer is immers alleen sprake van een drukkracht. Bovenwapening levert geen

bijdrage aan het opnemen van de door het buigend moment optredende trekkracht onderin de vloer.

- c. Ten slotte zijn er in het veldonderzoek geen (andere) verschillen geconstateerd die zouden wijzen op een andere uitvoering van het ontwerp van deel A t.o.v. deel B.



Figuur 19: Verschil in ontwerpmoment [017]

29. Desalniettemin lijkt het (spiegelsymmetrische) deel A van de parkeergarage meer sterkte te hebben gehad.

Bij een praktijkproef tijdens de sloop van de parkeergarage zou de vierde vloer van deel A van de parkeergarage zeer zwaar zijn belast. Hierbij werd de sloopschaar van de kraan midden in het veld van de vierde vloer geplaatst en maximaal belast, met een belasting van 60 ton (afgelezen van de lastmomentbeveiliging). Uit een indicatieve berekening (zie bijlage F) volgt dat dit resulteert in:

- een totaal moment in de vloer dat naar schatting 25% groter is dan het moment dat vloer B heeft doen instorten, terwijl de vierde verdiepingsvloer vloer in deel A op een kleiner moment is ontworpen;
- een totaal moment in de vloer dat naar schatting 94% van het ontwerpmoment van vloer A bedraagt.

De sterkte van de vierde verdiepingsvloer van deel A is waarschijnlijk substantieel groter dan die van deel B.

30. In lijn hiermee is de meest waarschijnlijke oorzaak van de instorting dan ook een samenloop van ongunstige sterktefactoren ter hoogte van de primaire breuk in het ingestorte deel van vloer B. Dit hangt samen met de grote bandbreedte van parameters die een rol spelen in het systeem van krachtsoverdracht. Deze parameters zijn:

- De betontreksterkte: De betontreksterkte is bepalend voor het overdragen van schuifspanningen tussen breedplaat en druklaag, maar ook voor de verankering van tralieliggers. De treksterkte van beton kent, in tegenstelling tot de druksterkte, een relatief grote spreiding. Dit is te verklaren door het brosse parallelsysteem dat beton op trek vormt. De zwakste schakel bezwijkt als eerste en daarna worden de trekkrachten herverdeeld over de resterende schakels, die dat meestal niet kunnen dragen. Zo bepaalt het zwakste deeltje, bij een breuk op trek, de sterkte. Door dit toevalseffect ontstaat een grote spreiding in de treksterkte (30 tot 40%). Beton op druk vormt daarentegen een taai parallelsysteem. De eerste schakel die bezwijkt, blijft zijn taak vervullen, alleen zijn sterkte tekort dient te worden opgebracht door de resterende schakels. Daardoor wordt de sterkte bepaald door het gemiddelde van alle schakels, dat een stabiele waarde heeft (met een spreiding van 5 tot

- 10%). De betonsterkte is bij breedplaatvloeren van zelfverdichtend beton een aandachtspunt, vanwege de ontmenging die vaak optreedt (zie ook Figuur 20).
- b. De ruwheid van het contactvlak: Ruwheid is bepalend voor de aanhechting tussen breedplaat en druklaag en de mate waarin het contactvlak in staat is schuifspanningen over te dragen tussen druklaag en breedplaat. Volgens de Eurocode varieert de gemiddelde schuifsterkte afhankelijk van de ruwheid sterk, met een factor 10 verschil tussen gladde en zeer gladde oppervlakten.⁴ Breedplaten van zelfverdichtend beton zijn vaak relatief glad door ontmenging: grindkorrels zakken weg naar onderin de vloer. Uit het veldonderzoek, boorkernen en de voor het experimenteel onderzoek geleverde proefstukken blijkt dat de variatie in ruwheid groot is.
- i Uit het puin blijkt de resulterende hechting ook sterk te verschillen: prefab breedplaten aan de andere zijde van de primaire breuk lijken nog volledig verbonden te zijn aan de druklaag. [024]
 - ii Boorkernen uit de ingestorte vloer (genomen uit één plaat) laten een glad tot zeer glad oppervlak zien. [025.d]
 - iii De rapportage van Hageman beschrijft dat de ruwheid van de bij de proeven gebruikte BubbleDeck-vloeren varieert van "licht golvend" met een onvlakheid van 2,6 mm tot "uitsteeksels van het grove toeslagmateriaal" met een onvlakheid van 5,5 mm. Hageman geeft aan een relatie te zien tussen proeven met hoge schuifsterkte en de ruwheid van de proefstukken. Hoewel de prefab breedplaten onder gecontroleerde omstandigheden zijn gerealiseerd, varieert de ruwheid tussen de categorieën glad en ruw. [003]
- c. De verankering van de tralieliggers: De geleverde prefab breedplaten kenden enige maattolerantie (+/- 1 cm) op de dikte. Een cm dunnere plaat leidt echter tot een cm minder verankering van tralieliggers. Beelden uit het puin laten zien dat de tralieliggers langs de plaatnaad zijn uitgetrokken [024]; deze zijn bezweken op verankering in de breedplaat. Uit foto's van het puin lijkt verder te volgen dat de dikte van bepaalde platen mogelijk nog meer afweek dan de afgesproken maattolerantie. Deze foto's laten zien dat er sprake is van een hoogteverschil in de druklaag van 23 mm ter hoogte van een plaatnaad. Uit beschikbare foto's van voor de instorting blijkt niet dat de onderkant van de vloer in hoogte verschilde. Daarom is het waarschijnlijk dat het geconstateerde hoogteverschil het gevolg is van een afwijking in de plaatdikte. Hoewel de mogelijk dunnere plaat niet gelegen was langs de primaire breuk, is het niet onwaarschijnlijk dat dit soort maatafwijkingen de verankering van tralieliggers ongunstig heeft beïnvloed.
31. Helaas is het contactvlak tussen de prefab breedplaten en de druklaag ter plaatse van de primaire breuk door de instorting te zwaar beschadigd om dit te kunnen beproeven op betontreksterkte en om de ruwheid te kunnen bepalen. Toch is het zeer waarschijnlijk dat ter plaatse van de primaire breuk dezelfde punten m.b.t. betonsterkte en ruwheid speelden.

⁴ Als percentage van de treksterkte van beton: zeer glad: 2,5%, voor bijv. oppervlakten gestort tegen een bekisting; glad: 20%, voor onbehandelde vrije oppervlakten; ruw: 40%, voor ruwheden van ten minste 3 mm met tussenafstanden van 40 mm, bijv. als gevolg van zichtbaar toeslagmateriaal.



Figuur 20: Ontmenging van beton bovenin de breedplaat. [025.d]



Figuur 21: Mogelijk verschil in plaatdikte. [024]

3.7 Factoren die geen (substantiële) bijdrage hebben

Andere factoren zijn zeer waarschijnlijk niet van invloed geweest op het optredende mechanisme, zoals het toegepaste betonmengsel in de druklaag, het schrikken van de vloeren en de weersomstandigheden voor, tijdens en na de stort van de vloer. We kunnen echter niet helemaal uitsluiten dat het ontkisten van de derde vloer, terwijl de vierde vloer daar nog op steunde, van invloed is geweest op de instorting; dit is zeer waarschijnlijk wel de oorzaak van de waargenomen grote doorbuiging.

32. Schrikken van de vloeren:

Bij het schrikken van de vloeren wordt de onderstempeling onder de vloeren losgedraaid zodat de vloer zijn eigen gewicht gaat dragen. Daarna worden stempels weer aangedraaid. Er wordt geschrokken om de belasting op de stempels te verminderen, wat vooral bij het doorstempelen op onderliggende vloeren van belang is. Daarnaast maakt schrikken het mogelijk om bekistingsmateriaal eerder te verwijderen om elders opnieuw te gebruiken. Indien er te vroeg wordt geschrokken, bij een te lage sterkte van de vloer, dan kan dit de vloer beschadigen. Dit lijkt hier echter niet aan de orde. Er is namelijk op een manier geschrokken waarbij de vloer niet zijn eigen gewicht is gaan dragen: de onderstempeling van dragende hele vloervelden is slechts deels losgedraaid en weer vastgedraaid, waardoor deze vloervelden niet het eigen gewicht zijn gaan dragen (omdat andere delen van de vloervelden nog altijd ondersteund bleven). Hierdoor zijn breedplaten te allen tijde ondersteund geweest. [015]

33. Vroeg ontkisten:

De vloeren zijn deels te vroeg ontkist, maar hadden waarschijnlijk de beoogde eindsterkte al grotendeels bereikt.

De vierde vloer van deel B is deels te vroeg ontkist: B2 na 26 dagen, B3 na 27 dagen in plaats van de voorgeschreven 28 dagen [010]. De eindsterkte was daardoor mogelijk nog niet helemaal bereikt. Dit hoeft echter niet problematisch te zijn. Het verschil tussen ontwikkelde sterkte en eindsterkte is waarschijnlijk klein, omdat de ontwikkeling in de laatste fase van uitharding nog maar zeer langzaam gaat (na 28 dagen is 90% van de eindsterkte bereikt, de E-modulus is dan al verder ontwikkeld). Daarnaast is de belasting op het moment van ontkisten nog lager. Uit onderzoek van SGS blijkt dat de sterkte zich ten tijde van ontkisten al vrijwel volledig moet hebben ontwikkeld. [025.a]. Daarbij valt op dat de vierde vloer van deel A veel eerder is ontkist: A2 na 23 dagen, A3 na 21 dagen [010]; dit deel is echter niet ingestort.

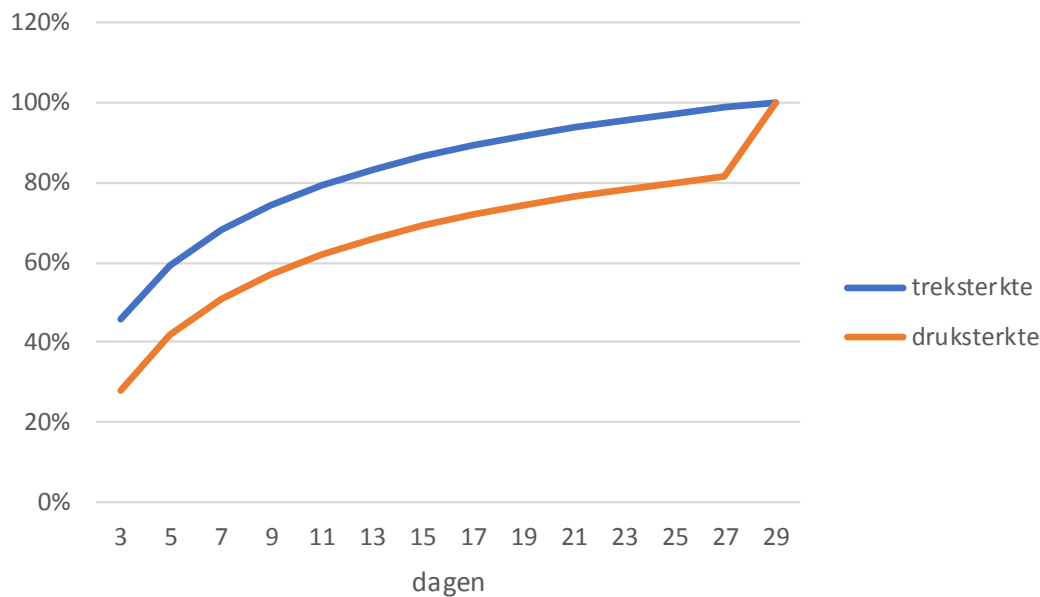
34. Ontkisten derde vloer:

We verwachten dat het ontkisten van derde vloer, terwijl de vierde vloer daar nog op steunde, niet van invloed is geweest op het optreden van het faalmechanisme, maar we kunnen dit niet helemaal uitsluiten.

- a. Op 9 februari 2017 werd deel B2 van de derde vloer ontkist: de stempels werden verwijderd. Op dat moment droeg de vierde vloer echter nog af op de derde vloer. De vierde vloer was weliswaar geschrokken, maar door de manier van schrikken droeg de vierde vloer nog niet zijn eigen gewicht (zie punt 32). Omdat de sterkte en stijfheid van de vierde vloer minder groot was dan die van de derde vloer, is de derde vloer na ontkisten een deel van het gewicht van de vierde vloer gaan dragen. De mate waarin is niet met zekerheid te zeggen. Aangezien de vierde vloer al enige sterkte en stijfheid moet hebben ontwikkeld, moet deze al een deel van het eigen gewicht zijn gaan dragen. Het is waarschijnlijk dat de waargenomen mate van doorbuiging van zowel de derde als de vierde vloer het gevolg is van de extra belasting van de derde door de vierde vloer.
Noot: de vloeren zijn ontworpen op een beperkte extra belasting door de auto's op de vloeren en niet op het dragen van bovenliggende vloeren.
- b. Of de grote doorbuiging ook tot schade aan de vierde vloer heeft geleid, is de vraag. Dit hangt samen met de vraag of de verhouding tussen belasting en sterkte op moment van ontkisten (van de derde vloer) ongunstiger was dan die op het

moment van de instorting. Dit valt niet helemaal uit te sluiten, al is onze verwachting dat die verhouding op moment van ontkisten gunstiger was.

- i Volgens de Eurocode (NEN-EN-1991-1-1; Hoofdstuk 3.1) is de ontwikkeling van de treksterkte van beton in de tijd relatief sneller dan de druksterkte van beton. De norm hanteert namelijk als eerste benadering hiervoor dezelfde tijdsafhankelijke factor voor de ontwikkeling van de treksterkte als voor de druksterkte, met het verschil dat van de druksterkte een waarde van 8 MPa wordt afgetrokken (tot 28 dagen). Figuur 22 beschrijft de relatieve ontwikkeling van de druk- en treksterkte van beton C35/45 in de tijd, e.e.a. volgens de Eurocode.⁵ Uitgaande van deze relatie bedraagt na 8 dagen (de vierde vloer is gestort op 1 februari en ontkisten vond plaats op 9 februari 2017) de treksterkte van beton 70% van de eindtreksterkte. De afschuifsterkte betroof daarmee circa 80% van de sterkte op moment van instorting (conform NEN-EN 1992-1-1, rekening houdend met de invloed van de tralieliggers).
- ii De belasting op de vierde vloer was, op moment van ontkisten, ten hoogste het volledige eigen gewicht van de vierde vloer. Deze bedroeg in dat geval zo'n 80% van de belasting (door eigen gewicht + temperatuurbelasting) op het moment van instorten. Het is echter zeer waarschijnlijk dat de derde vloer een substantieel deel van het gewicht van de vierde vloer droeg, anders was deze immers niet in de waargenomen mate doorgebogen.



Figuur 22: Relatieve ontwikkeling druk- en treksterkte beton in de tijd volgens NEN-EN-1992-1-1.

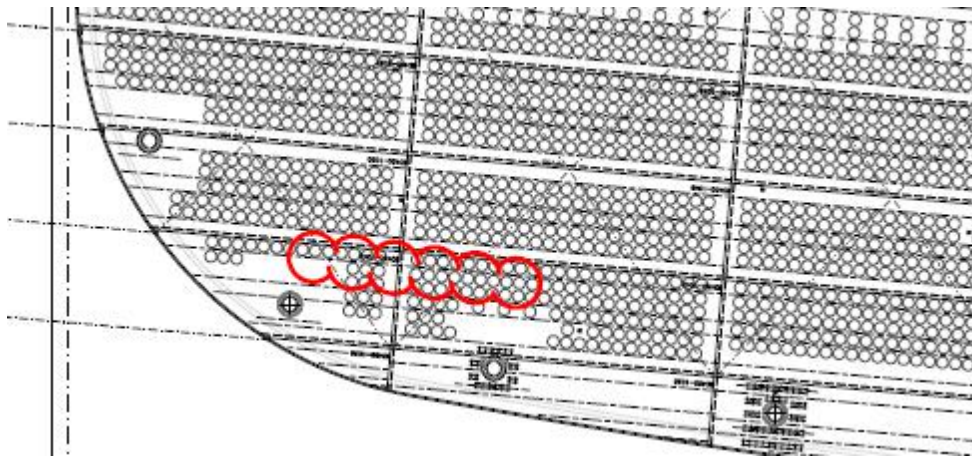
35. Weersomstandigheden:

De weersomstandigheden voor, tijdens en na het storten van de vloeren zijn waarschijnlijk geen factor van betekenis bij het optreden van het maatgevende faalmechanisme.

- a. Rijpvorming op de prefab breedplaten zou wellicht kunnen leiden tot een verminderde hechting, maar het lijkt niet waarschijnlijk dat dit ook bij de parkeergarage is gebeurd, zie ook bijlage G.

⁵ De Eurocode stelt dat deze relatie een eerste benadering betreft, en dat de ontwikkeling van de treksterkte in de tijd sterk wordt beïnvloed door de nabehandlingsomstandigheden, de droogomstandigheden en de afmetingen van de constructie-elementen. De norm adviseert daarom om "met proeven de ontwikkeling van treksterkte in de tijd te bepalen als de ontwikkeling van de treksterkte in de tijd belangrijk is, rekening houdend met de milieuklasse en de afmetingen van het constructieve element."

- b. Een lage temperatuur kan het hardingsproces van het beton vertragen en vorst zou zelfs tot schade kunnen leiden. Hoewel de omgevingstemperatuur voor, tijdens en na de stort van het ingestorte deel van de vierde verdiepingsvloer laag was, was deze niet zodanig laag dat dit een verklaring is voor de instorting, zie ook bijlage G. Verder volgt uit simulaties van de sterkte-ontwikkeling dat deze ondanks de weersomstandigheden voldoende moet zijn geweest. [025]
 - c. De temperatuur van het aangevoerde beton was doorgaans ruimschoots boven de 10 graden Celsius (in een enkel geval 8 of 9 graden), wat voldoende is. [023; 030]
36. Er lijkt geen sprake van afwijkingen tussen het ontwerp of de uitvoering; dit is tijdens het veldonderzoek niet waargenomen. [024]
37. Kwaliteit van het beton:
De kwaliteit van het toegepaste beton was voldoende:
- a. Betonsterkte: Berekeningen van de sterkteontwikkeling laten zien dat de sterkte van het toegepaste mengsel voldeed aan de ontwerpsterkte. [025]
 - b. Verdichting: Er zijn bellen in het beton te zien, maar dit is niet bovenmatig en heeft naar verwachting geen noemenswaardig effect op de sterkte. [025]
38. Opdrijvende bollen:
Normaliter worden de bollen op hun plaats gehouden door de wapeningskorf. Desalniettemin zijn er tijdens de uitvoering op twee locaties bollen opgedreven, in totaal zes stuks waarvan een niet nader gespecificeerd aantal in de vierde verdiepingsvloer van deel B. Het opdrijven van bollen is niet uitzonderlijk; dit komt vaker voor. Opgedreven bollen worden opgevuld met beton; een gebruikelijke maatregel. Dit heeft geen effect op de sterkte, wel op het gewicht van de vloer. Desondanks lijkt het niet waarschijnlijk dat het opdrijven van de bollen effect heeft gehad op het opgetreden faalmechanisme. De opgedreven bollen bevinden zich namelijk niet nabij een breukvlak en het extra gewicht van de gevulde bollen is relatief beperkt.



Figuur 23: Locatie opdrijvende bollen in vierde verdiepingsvloer, deel B. [029]

39. Uitzetten bollen:
Indien de bollen zouden opwarmen en uitzetten, dan zou dit kunnen leiden tot het afdrukken van de breedplaat van de vloer. Dit lijkt niet aan de orde. In de eerste plaats blijkt dit niet uit het puin. Daarnaast is het onwaarschijnlijk dat dit mechanisme niet al bij vergelijkbare vloeren elders in het land zou zijn gebleken. Ten slotte zijn er brandproeven uitgevoerd, waaruit dit mechanisme niet blijkt [014].

3.8 De keuze voor deze toepassing en dit ontwerp

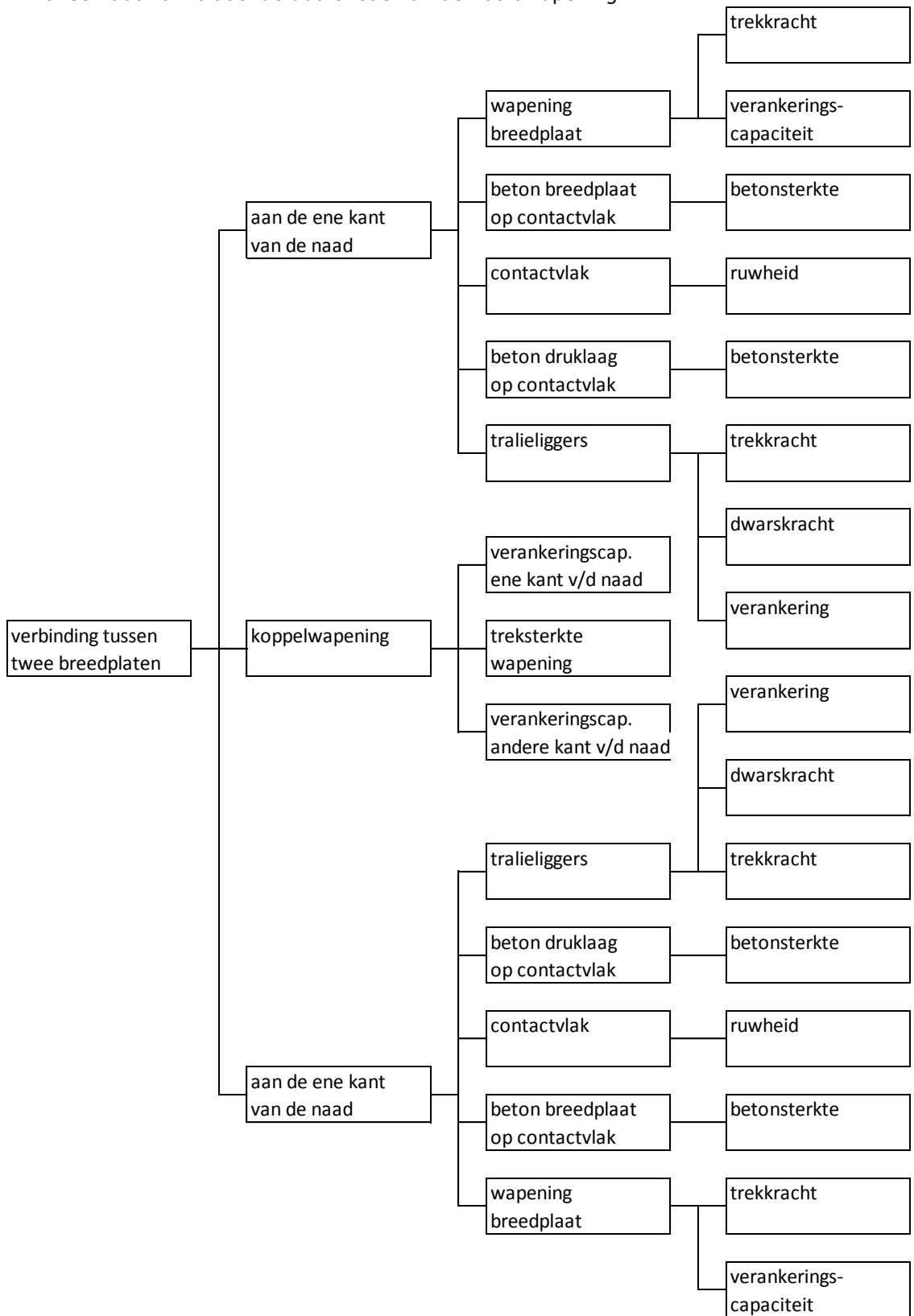
Dat de eerdergenoemde tegenvallende sterkte-eigenschappen tot een instorting kunnen leiden is het gevolg van het hier gerealiseerde ongebruikelijke vloerontwerp, dat uitgaat van gedraaide prefab breedplaten, waardoor een kwetsbaar seriesysteem ontstaat. Dit vloerontwerp bevatte een zeer groot aantal, in potentie zwakke, schakels die elk in een zekere mate kritiek hadden kunnen worden. De gebruikelijke/traditionele ontwerpen van breedplaatvloeren bevatten aanzienlijk minder van deze schakels.

40. Het systeem met de kwartslaggedraaide platen, met een plaatnaad ter plaatse van het maximum moment is kwetsbaar. Dit komt doordat de door het moment ontstane trekkracht moet worden overgedragen van element naar element, waarbij ieder element kan falen en tot bezwijken van de constructie kan leiden ('een ketting is zo sterk als de zwakste schakel'). Hieronder volgt een beschrijving voor de krachtsoverdracht tussen twee platen. De onderstaande figuur illustreert de kwetsbaarheid van het op de plaatnaad ontstane systeem.

Noot: In elke vloer van de parkeergarage bevonden zich vijf naden in elke overspanning. Het hieronder beschreven systeem herhaalt zich dus vijf keer voor elke overspanning.

- a. De hoofdwapening bevindt zich in de prefab breedplaat en neemt primair de door het moment gegenereerde trekkracht in de vloer op. Deze hoofdwapening moet voldoende treksterkte leveren.
- b. De hoofdwapening draagt de trekkracht via afschuiving over op het beton van de breedplaat. Daarvoor moet deze voldoende doorsnede en verankeringscapaciteit hebben.
- c. Het beton van de breedplaat draagt de trekkracht via afschuiving af op het beton van de druklaag (via het aansluitvlak tussen beide). Het beton op het aansluitvlak moet voldoende schuifsterkte hebben (voldoende ruw zijn en voldoende beton-treksterkte hebben).
- d. De tralieliggers die het contactvlak doorsnijden, dragen bij aan de schuifsterkte van deze verbinding. Bij overbelasting kunnen de tralieliggers bezwijken op dwarskracht (het breken van diagonalen).
- e. De tralieliggers moeten daarnaast de verticale kracht op het contactvlak opnemen om 'afpellen' van de vloer voorkomen en worden daarbij belast op trek. De tralieliggers kunnen bij overbelasting falen op trek (het breken van diagonalen), maar ook door onvoldoende verankering in de prefab breedplaat (het uittrekken uit de prefab breedplaat).
- f. Omdat de tralieliggers in het geval van de parkeergarage relatief ver van de plaatnaad liggen (en bovendien niet op de optredende krachten zijn gedimensioneerd), is ook de aanhechting tussen prefab breedplaat en druklaag van belang. Als deze onvoldoende is of ontbreekt, zal de plaat afpellen.
- g. Het beton van de druklaag draagt de trekkracht over op de koppelstaven. Deze moeten voldoende doorsnede en verankeringscapaciteit hebben.
- h. De koppelstaven dragen de trekkracht weer over op het beton van de druklaag boven de naastliggende breedplaat.
- i. Het beton van de druklaag daar draagt de trekkracht via afschuiving weer over op het beton van de onderliggende breedplaat.
- j. Het beton van deze breedplaat draagt de trekkracht weer over op de hoofdwapening in deze plaat.

41. De gebruikelijke c.q. traditionele toepassingen kennen aanmerkelijk minder van deze schakels. Daar bevinden zich immers geen plaatnaden in het veld. Falen op trek kan dan alleen door onvoldoende doorsnede van de hoofdwapening.



Figuur 24: Weergave kwetsbaar seriesysteem op de naad tussen twee breedplaten, aan twee zijden van de plaatnaad.

3.9 De toepassing van breedplaatvloeren in relatie tot de norm

In het kader van het voorgaande valt te concluderen dat de breedplaat bij de parkeergarage is toegepast op een manier waar deze oorspronkelijk niet voor bedoeld was. Oorspronkelijk zijn prefab breedplaten ontwikkeld om te worden opgelegd van wand naar wand, van balk naar balk of van kolomstrook naar kolomstrook. Een toepassing waarbij platen zo worden gelegd dat er (dwars op de overspanning) plaatnaden ontstaan in het veld, wordt in normen en dictaten ontraden, tenzij aan bepaalde voorwaarden wordt voldaan. Hieraan werd niet voldaan, maar het resulterende ontwerp was ook niet uitvoerbaar geweest.

42. Oorspronkelijk zijn de prefab breedplaten ontwikkeld voor een andere toepassing. De platen waren ontwikkeld als prefabbeton producten die vervaardigd werden met beton van relatief lage kwaliteit, dat machinaal verdicht moest worden (hogesterkte beton en zelfverdichtend beton bestond toen nog niet). Deze platen werden ontwikkeld voor toepassing in vloeren die in één richting dragen. D.w.z. vloeren, die van wand naar wand, van balk naar balk, of van kolomstrook naar kolomstrook dragen. De platen worden dan aan de twee korte zijden ondersteund, de onderwapening (hoofdwapening) bevindt zich in de prefabbeton schil. Over de dwarsvoegen wordt op de prefabbetonplaten slechts een (praktische) koppelwapening gelegd, die geen hoofdwapeningsfunctie heeft. In de loop der tijd is de toepassing van breedplaatvloeren ook naar de toepassing in vlakke-plaatvloeren 'geëvolueerd'. Dit zijn vloeren die zonder toepassing van balken door kolommen 'puntvormig' worden ondersteund en in twee richtingen dragen. Dit houdt o.a. in dat in de prefabbetonschil van de breedplaten nu een hoofdwapening in twee richtingen aangebracht moet worden en de koppelwapening, die op de betonschillen gelegd wordt, van een praktische wapening naar een hoofdwapening is gepromoveerd met alle bijbehorende eisen van dien (zoals eisen op overlappingslassen). Aan de eisen die een dergelijke evolutie met zich draagt werd hier tot nu toe echter weinig aandacht besteed.
43. Een andere deel van de opgetreden evolutie is, dat deze platen tegenwoordig nagenoeg uitsluitend met zelfverdichtend / hogesterkte beton worden vervaardigd. Het stortvlak van dit soort beton is ten opzichte van de oude soorten beton veel gladder, waardoor de aanhechting van de hierop op te storten betonlagen veel minder is. Ook deze zeer belangrijke en van het oude afwijkende eigenschap, werd hier over het hoofd gezien.
44. Plaatnaden dwars op de overspanning en wapeningsoverlappen ter plaatse van grote veldmomenten, worden in normen en dictaten in principe ontraden, tenzij er aan aanvullende eisen wordt voldaan (de overlappingsvoorwaarden).
 - a. Eurocode 2 geeft hierover aan: "Overlappen tussen staven behoren in het algemeen onderling te verspringen en niet te zijn geplaatst in gebieden met hoge momenten...", maar geeft voorwaarden waaronder dit toch is toegestaan: de overlappingsvoorwaarden.
 - b. Dictaat betonconstructies TU Delft stelt: "Het zal duidelijk zijn dat het onverstandig is de overlappingslassen aan te brengen in gebieden met grote buigende momenten."
45. Het is dus strikt genomen toegestaan om de platen op deze manier toe te passen, mits wordt voldaan aan de geldende voorwaarden. Echter, (onder meer) de overlappingsvoorwaarden hielden in het voorliggende geval in dat er een doorlopende (koppel)wapening nodig was geweest. In het geval van doorlopende koppelwapening, nemen de koppelwapeningsstaven de functie van hoofdwapening in zijn geheel over. De breedplaten vormen dan feitelijk een zogeheten 'verloren bekisting'. Deze hebben dan geen functie in het opnemen van het moment, wel in een bijdrage aan de stijfheid van de vloer en het beperken van de doorbuiging. Dit was niet uitvoerbaar geweest aangezien deze staven dan tussen de wapeningskorf met bollen hadden moeten worden gelegd.
46. De normen beschrijven niet expliciet een toets op afschuiving als gevolg van een buigend veldmoment in relatie tot specifieke wapeningsoverlappen, maar bevatten daarvoor wel bruikbare rekenregels. Echter, deze rekenregels zijn vaak specifiek bedoeld voor een

toets op afschuiving nabij de oplegging, dan wel specifiek voor afschuiving tussen lijfplaat en flenzen (NEN-EN 1992-1-1; paragraaf 6.2.4.) of vergelijkbaar (NEN-EN 1992-1-1; paragraaf 6.2.5.). Door het draaien van de platen ontstaat een situatie waarin in de normen niet expliciet is voorzien. Een toets op dit mechanisme bij grote momenten is geen automatisme bij het doorrekenen van dit type vloer.

47. Aan de andere kant wordt van de constructeurs en producenten, bij het introduceren van nieuwe toepassingen of nieuwe producten ook geen automatisme verwacht, maar een gedegen aanwenden van de leer van mechanica en de daarbij behorende schematiseringen.

4 Conclusies

Op basis van de bevindingen in het voorgaande hoofdstuk concluderen we dat de parkeergarage bij Eindhoven Airport is ingestort doordat de vloerconstructie onvoldoende in staat was de optredende krachten als gevolg van het buigend moment op te nemen. Hierdoor ontstond een breuk in het midden van de vierde verdiepingsvloer, die heeft geleid tot de instorting. Deze breuk is opgetreden doordat het systeem op de plaatnaden onvoldoende in staat was de optredende krachten over te dragen van de ene naar de andere plaat. Dit is het gevolg van onvoldoende lengte van de koppelwapening, onvoldoende dwarswapening (tralieliggers) en onvoldoende hechting op het contactvlak tussen prefab breedplaten en de in het werk gestorte druklaag. Dat dit kon gebeuren is het gevolg van de toepassing van de prefab breedplaten op een manier waarvoor deze niet zijn bedoeld (het een kwartslag draaien van de platen) wat heeft geresulteerd in plaatnaden ter plaatse van het maximale moment in de vloer. De benodigde ontwerp- en detailleringaanpassingen voor een situatie waarin de breedplaatvloeren in twee richtingen dragen (waarvoor deze niet oorspronkelijk zijn ontwikkeld), zijn in het totstandkomingsproces van de parkeergarage niet c.q. niet afdoende beschouwd.

Het voorgaande is gebaseerde op de volgende deelconclusies:

- A. De instorting van de parkeergarage is begonnen bij de vierde verdiepingsvloer, zo volgt uit beelden, getuigenverklaringen en de ligging van puin na de instorting.
- B. De instorting is begonnen met het ontstaan van een breukvlak in het midden van het vloerveld van de vierde verdiepingsvloer. Het is niet waarschijnlijk dat de instorting bij een ander deel van de constructie is begonnen. Dit volgt eveneens uit camera-beelden en een analyse van de breukvlakken. Andere breukvlakken zijn secundair, zijn het gevolg van de instorting. Andere oorzaken voor de instorting (zoals falen van de fundering of kolommen) zijn niet waarschijnlijk.
- C. De breuk ontstond omdat de vloer onvoldoende in staat was het optredende buigend moment op te nemen. Ter plaatse van de primaire breuk is het moment in de vloer maximaal; andere krachten (bijv. dwarskracht) zijn hier niet van betekenis. Al voor de instorting waren er signalen die wezen op onvoldoende momentcapaciteit van de vloer, zoals forse scheurvorming en een grote mate van doorbuiging. De toename van het moment door de temperatuur op de dag van de instorting, is zeer waarschijnlijk de directe aanleiding geweest. De temperatuur en zonintensiteit waren op de dag van de instorting namelijk zeer groot wat tot een temperatuurgradiënt in de vloer heeft geleid, met als gevolg een verhinderde vervorming resulterend in een extra moment.
- D. De vloer bezweek door de onvoldoende momentcapaciteit van de toegepaste detaillering van de verbinding tussen twee breedplaten. Deze verbinding dient de overdracht van trekkrachten in de wapening van twee naastliggende prefab breedplaten te realiseren, via de koppelwapeningstaven in de druklaag.
- E. Het bezwijken begon als een voortschrijdende afschuiving, dan wel onthechting, van de breedplaat vanaf de plaatnaad. Dit uitte zich in het 'afpellen' van de breedplaat van de druklaag en vervolgens de breuk waarbij het breukvlak passerende tralieliggers uit de breedplaat-, en de uiteinden van de koppelwapeningstaven uit de druklaag werden getrokken. Foto's bevestigen het voorgaande, want tonen onthechting van de breedplaten, uit de druklaag uitstekende tralieliggers, en korte stukken (10 à 20 cm) uitstekende koppelwapeningstaven.

- F. Andere faalmechanismen in het breukvlak, als bezwijken op onvoldoende druksterkte in de doorsnede van het beton of op onvoldoende treksterkte van de wapeningsdoorsnede zijn niet aan de orde: uit berekening volgt dat deze voldoende sterk zijn en er zijn geen aanwijzingen uit het puin van de ingestorte parkeergarage die op het tegendeel wijzen.
- G. De factoren die hebben bijgedragen aan het optreden van het opgetreden faalmechanisme zijn:
- a. De lengte van de koppelwapening was ruim onvoldoende. Er is geen rekening gehouden met de eisen uit de vigerende normen ten aanzien van overlappingslengtes van wapening, verminderde verankering door de optredende onthechting (afpellen) en andere correcties, waardoor aanzienlijk langere staven nodig waren geweest. Als deze eisen wel in acht waren genomen, dan was het resulterende ontwerp echter niet uitvoerbaar geweest aangezien er dan sprake was geweest van doorlopende (koppel)wapening.
 - b. Er was een gebrek aan goed verankerde dwarswapening, in de vorm van tralieliggers, die de breedplaat en de opstort met elkaar verbinden. De tralieliggers liggen relatief ver vanaf de plaatnaad en lijken onvoldoende te zijn verankerd in de breedplaat. Deze hebben daardoor het onthechten niet kunnen voorkomen.
 - c. De beperkte aanhechting tussen breedplaat en druklaag. Uit boorkernen volgt dat het beton in de breedplaten ontmengd is, resulterend in een zwakke en gladde tot zeer gladde toplaag. Hierdoor is er niet of nauwelijks sprake van hechting tussen de breedplaat en de druklaag. Hoewel het beton van de plaat nabij de primaire breuk door de instorting te zwaar beschadigd was voor analyse of beproeving, is het zeer waarschijnlijk dat de aanhechting ook bij de primaire breuk problematisch is geweest.
- H. Dat juist dit deel van de parkeergarage is ingestort en dat de niet ingestorte delen van de parkeergarage aanzienlijk sterker lijken te zijn geweest, is het gevolg van de relatief grote onzekerheid van de parameters die van invloed zijn op het opgetreden faalmechanisme. De mate waarin onderstaande parameters hebben bijgedragen aan de instorting is echter niet te verifiëren.
- a. De betontreksterkte: De betontreksterkte is bepalend voor het overdragen van schuifspanningen tussen breedplaat en druklaag, maar ook voor de verankering van tralieliggers. De betontreksterkte kent een zeer grote spreiding.
 - b. De ruwheid van het contactvlak: Ruwheid is bepalend voor de aanhechting tussen breedplaat en druklaag en de mate waarin het contactvlak in staat is schuifspanningen over te dragen tussen druklaag en breedplaat. Uit het veldonderzoek en de voor het experimenteel onderzoek geleverde proefstukken blijkt dat de variatie in ruwheid groot is. De boorkernen (genomen uit één plaat) laten een glad tot zeer glad oppervlak zien. Uit het puin blijkt de resulterende hechting ook sterk te verschillen: prefab breedplaten aan de andere zijde van de primaire breuk lijken nog volledig verbonden te zijn aan de druklaag.
 - c. De verankering van de tralieliggers. De geleverde prefab breedplaten kenden enige maattolerantie (+/- 1 cm) op de dikte. Een cm dunnere plaat leidt echter tot een cm minder verankering van tralieliggers. Uit foto's van het puin lijkt te volgen dat bepaalde platen mogelijk nog dunner zijn geweest.
- I. Andere factoren zijn zeer waarschijnlijk niet van invloed geweest op het optredende mechanisme, zoals het toegepaste betonmengsel in de druklaag, het schrikken van de vloeren en de weersomstandigheden voor, tijdens en na de stort van de vloer. We kunnen echter niet helemaal uitsluiten dat ook het ontkisten van derde vloer, terwijl de vierde vloer daar nog op steunde, van invloed is geweest.

- J. Dat de eerdergenoemde tegenvallende sterkte-eigenschappen tot een instorting kunnen leiden, is het gevolg van het hier gerealiseerde ongebruikelijke vloerontwerp, dat uitgaat van gedraaide prefab breedplaten, waardoor een kwetsbaar seriesysteem ontstaat. Dit vloerontwerp bevatte een zeer groot aantal, in potentie zwakke, schakels die elk in een zekere mate kritiek hadden kunnen worden. De gebruikelijke/traditionele ontwerpen van breedplaatvloeren bevatten aanzienlijk minder van deze schakels.
- K. In het kader van het voorgaande valt te concluderen dat de breedplaat bij de parkeergarage is toegepast op een manier waar deze oorspronkelijk niet voor bedoeld was. De voor deze toepassing benodigde ontwerp- en detailleringaanpassingen zijn echter niet of niet voldoende in beschouwing genomen.
- a. Oorspronkelijk zijn de prefab breedplaten ontwikkeld voor toepassing in vloeren die in één richting dragen. D.w.z. vloeren, die van wand naar wand, van balk naar balk, of van kolomstrook naar kolomstrook dragen. De onderwapening (hoofdwapening) bevindt zich in de prefabbeton schil, over de dwarsvoegen wordt op de prefabbetonplaten slechts een (praktische) koppelwapening gelegd, die geen hoofdwapeningsfunctie heeft. Inmiddels is de toepassing van breedplaatvloeren verder geëvolueerd naar vlakke plaatvloeren die in twee richtingen dragen, met als gevolg dat de koppelwapening van een praktische wapening naar een hoofdwapening is gepromoveerd.
 - b. Plaatnaden dwars op de overspanning en wapeningsoverlappen ter plaatse van grote veldmomenten worden in normen en dictaten in principe ontraden, tenzij er aan aanvullende eisen wordt voldaan (de overlappingsvoorwaarden). Deze eisen hielden in het voorliggende geval echter in dat er een doorlopende (koppel)wapening nodig was geweest. Dit was echter niet uitvoerbaar geweest.
 - c. Hoewel de vigerende normen bruikbare rekenregels bevatten voor het berekenen van afschuiving tussen twee breedplaten, zijn deze beschreven als toepassing voor een toets op afschuiving bij opleggingen, of afschuiving tussen lijfplaat en flenzen. Het gebruik van deze rekenregels voor het berekenen van afschuiving door moment is goed mogelijk, maar geen automatisme.
 - d. Aan de andere kant wordt van de constructeurs en producenten, bij het introduceren van nieuwe toepassingen of nieuwe producten ook geen automatisme verwacht, maar een gedegen aanwenden van de leer van mechanica en de daarbij behorende schematiseringen. Dit is hier niet of niet voldoende gedaan.

Bijlage A: Documentenlijst

Nr.	Omschrijving	Datum	Opsteller
001	Rapport: Onderzoek naar de technische oorzaak van de gedeeltelijke instorting van de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport (0100308661)	22-09-17	TNO
002	Validatie bezwijkmechanisme	15-02-18	TNO
003	Bezwijken parkeergarage Eindhoven Airport, Rapport 9663-1-0	25-09-17	Hageman
003.a	Bijlage: Bezwijken parkeergarage Eindhoven airport Bijlage	25-09-17	Hageman
004	Vragen nav onderzoek parkeergarage (Mail)	7-12-17	TNO
005	Ontwikkeling sterkte en E-modulus betonmengsel (Mail)	22-03-18	SGS
006	Bollenpatroon en Tralieligging	19-08-16	Archimedes
007	Analyse storten en ontkisten (2 delen)	2017	Opzeeland
008	Onderzoeksrapport gedeeltelijk instorting MPB Eindhoven airport (8118R001)	19-09-17	BAM
009	Getuigenverklaringen	jun-2017	AKD
010	Analyse stort en ontkisten Eindhoven	18-11-17	OVV
011	Analyse temperaturen voorafgaand aan de stort Eindhoven	19-11-17	OVV
012	Foto's en gegevens van sloopkraan Cat 390F en toebehoren	2018	Beelen
013	Bollenplaatvloer integraal toegepast	1-07-11	CEMENT
014	Beproeverslag Nr 12457A	4-06-06	Warrintonfiregent
015	Kernpunten interview over stempelen vloeren	10-04-18	OVV
016	Rapport technisch schadeonderzoek Eindhoven Airport P1	26-01-18	Arcadis
017	Parkeergarage Eindhoven Airport, Berekening: 4e Verdiepingsvloer Deel B	24-08-16	Opzeeland
018	Analyse theoretisch en werkelijk vloerverloop	13-07-17	BAM
019	Metingen Concremote	20-10-16	Concremote
020	NEN-EN 1992-1-1+C2	1-11-11	Eurocode
021	NEN-EN 13747+A2	1-04-10	Eurocode
022	Bollenplaatvloeren aanvullende bepalingen	1-01-01	CUR
023	Beton in de winter		Mebin
024	Veldonderzoek instorting MPB Eindhoven	1-06-18	OVV
024.a	Foto's veldonderzoek	1-06-18	OVV
025.a	Simulatie	8-05-18	SGS
025.b	Proefstukken-druksterkte en Emod ontwikkeling	17-04-18	SGS
025.c	Zeefanalyse en Betonsamenstelling	27-01-17	TMS conactive
025.d	Concept Analyserapport	8-05-18	SGS
025.e	Ontwikkeling sterkte en stijfheid beton	22-03-18	SGS
026	Presentatie werksessie parkeergarage Eindhoven	12-09-17	Horvat & partners
027	Review onderzoek instorting parkeergarage Eindhoven	18-10-17	Horvat & partners
028.a	Het effect van de overlappingsvoorwaarden op de analyse van TNO	18-12-17	Horvat & partners
028.b	Ontwikkeling druk- en treksterkte beton	28-12-17	Horvat & partners
028.c	Parkeergarage Eindhoven Airport: waarom is dit deel van de parkeergarage ingestort?	22-12-17	Horvat & partners
028.d	Toets momentcapaciteit van de gevelkolommen onder de dakvloer	22-12-17	Horvat & partners
029	Memo opdrijvende bollen	16-06-17	BAM

Nr.	Omschrijving	Datum	Opsteller
030	Mengselkenmerken betonmengsel parkeergarage	2016/2017	Mebin
031	Camera opname instorting parkeergarage	27-05-17	Kon. Marechaussee
032	Controleberekening Boorsparingen: 1e/2e/3e Verdiepingsvloer	30-03-16	Opzeeland
033	Foto's van voor instorting	2016/2017	BAM

Bijlage B: Lijst van interviews en gesprekken

#	Organisatie	Datum & tijd
V-001	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners Eindhoven Airport TNO	14 juli 2017, 11:00-13:00
V-002	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners BAM Bureau Hageman	17 juli 2017, 13:00-14:30
V-003	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners Adviesburo Opzeeland BubbleDeck	18 juli 2017, 14:00-15:30
V-004	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners Eindhoven Airport TNO	20 juli 2014, 09:00-10:00
V-005	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners Archimedes	20 juli 2017, 10:00-11:30
V-006	Horvat & Partners TNO	1 augustus 2017, 13:00-14:30
V-007	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners Archimedes	25 sept 2017, 10:30-12:00
V-008	Onderzoeksraad voor Veiligheid Horvat & Partners Adviesburo Opzeeland	25 sept 2017, 13:30-15:30

Bijlage C: Beschrijving onderzoeken

Deze bijlage bevat een korte beschrijving van de onderzoeken van TNO, Hageman, SGS INTRON en de Onderzoeksraad voor Veiligheid. Wij beschrijven de focus van de onderzoeken en welke onderzoekswerkzaamheden zijn uitgevoerd.

Naast deze onderzoeken hebben ook de andere betrokken partijen eigen onderzoeken gedaan en berekeningen of analyses gemaakt. Dit zijn Bam Advies en Engineering, hoofdconstructeur Archimedes, de vloerconstructeur Opzeeland en de leverancier van de bollenplaatvloerdelen BubbleDeck. Deze onderzoeken hebben een beperktere omvang en reikwijdte en hiervan zijn geen onderzoeksrapporten gepubliceerd. Het voert daarom te ver om hiervan een beschrijving te geven. Wel zijn in het voorliggende onderzoeksrapport de relevante bevindingen of vragen uit deze onderzoeken meegenomen.

Onderzoek TNO

TNO heeft haar onderzoek uitgevoerd in opdracht van Eindhoven Airport (EANV). Doel van haar onderzoek was het achterhalen van de technische oorzaak van de instorting.

TNO omschrijft haar onderzoek als *forensic engineering*. Bij *forensic engineering* leidt een onderzoeker, aan de hand van de gebeurtenissen die leiden tot het falen van de constructie de mogelijke bezwijkmechanismen af en vervolgens de mogelijke oorzaken hiervan. Door middel van verificatie en falsificatie met foto's (van de gefaalde constructie en het puin), videobeelden (van het verloop van de instorting) en getuigenverklaringen (van de instorting) speurt TNO, naar de oorsprong van de instorting (welke vloer, welk breukvlak) en wat de waarschijnlijke oorzaken zijn. De resultaten van deze analyse heeft TNO geverifieerd met de ligging van het puin.

TNO leidt uit haar forensische analyse af, dat de instorting moet zijn begonnen bij de vierde verdiepingsvloer van de parkeergarage. TNO leidt af dat de onvoldoende momentcapaciteit in het veld van de vloer de oorzaak is geweest. Op basis daarvan beschouwt ze twee elementen die deze momentcapaciteit verzorgen in meer detail, met een theoretische constructie analyse. Dat zijn de verankeringscapaciteit van de koppelwapening en de afschuifcapaciteit van het contactvlak tussen de prefab-breedplaat en de opstort. Daarbij beschouwt ze in welke mate het temperatuursverloop op de dag van de instorting de directe aanleiding (de "trigger") kan zijn geweest.

Onderzoek Hageman

Bureau Hageman heeft haar onderzoek uitgevoerd in opdracht van BAM Advies en Engineering. Ook dit onderzoek had als doel het achterhalen van de technische oorzaak van de instorting.

Hageman heeft net als TNO de oorzaak van de instorting 'forensisch' geanalyseerd op basis van foto's, videobeelden en getuigenverklaringen. Ze volgt verder een andere aanpak dan TNO. Hageman heeft eerst de berekeningen en tekeningen van de betrokken constructeurs (Achimedes en Opzeeland) geanalyseerd en beoordeeld. Daarnaast heeft Hageman drie faalmechanismen nader geanalyseerd, namelijk bezwijken door pons, bezwijken op dwarskracht en bezwijken op moment. Vervolgens heeft Hageman experimenteel onderzoek uitgevoerd naar de momentcapaciteit van de vierde vloer, meer specifiek de momentcapaciteit van de vloer ter hoogte van de plaatnaad. Hageman heeft daartoe in het laboratorium van TU Eindhoven 8 nieuw vervaardigde proefstukken beproefd, met variaties van knik in de vloer, betondruksterkte en detaillering van de koppelwapening. De proefstukken bevatten extra dwarskrachtdeuvels omdat de dwarskracht door de schaal van de proefopstelling relatief groter is dan in de werkelijkheid bij de parkeergarage.

Hageman kijkt ten slotte naar de mate waarin de temperatuur op de dag van de instorting de directe aanleiding kan zijn geweest en beschrijft deels kwalitatief / deels kwantitatief de oorzaak van de waargenomen doorbuiging van de vierde verdiepingsvloer voor de instorting.

Onderzoek SGS INTRON

Onderzoeksbureau SGS heeft in opdracht van de Onderzoeksraad voor Veiligheid detailonderzoek uitgevoerd op de karakteristieken van het voor de parkeergarage gebruikte beton. Zo heeft SGS een simulatie uitgevoerd op de invloed van de temperatuur op de ontwikkeling van de sterkte. Ook heeft SGS proefstukken beproefd op druksterkte en elasticiteitsmodulus van het beton (E-modulus, een parameter in de stijfheid van een constructie) op verschillende momenten in de tijd. Deze proefstukken zijn gemaakt met hetzelfde mengsel als voor de derde en vierde verdieping van de parkeergarage is gebruikt. De uitkomsten van de proeven en de simulatie heeft SGS vergeleken met de van de parkeergarage beschikbare data, zoals Concremote-metingen van de gewogen rijpheid (= de mate van uitharding) van het beton.

Veldonderzoek door de OVV

Onderzoekers van de Onderzoeksraad voor Veiligheid hebben ten tijde van de sloop van de parkeergarage veldonderzoek uitgevoerd en het puin ter plaatse onderzocht. Hierbij zijn foto's gemaakt van breukvlakken, beton en wapening. Ook is een eenvoudige proef uitgevoerd op het niet ingestorte deel van de constructie, door met de sloopkraan de vierde verdiepingsvloer (van het niet ingestorte deel A van de parkeergarage) extra te belasten.

Bijlage D: Berekening kolommen

Uit verschillende analyses (door gemeente Eindhoven en BubbleDeck) zou volgen dat de momentcapaciteit niet voldeed aan de norm. Verdere analyse is noodzakelijk om de gevelkolommen uit te kunnen sluiten als oorzaak van de instorting. Deze analyse geeft daar invulling aan.

Op basis van een analyse van het ontwerp en de belastingen en onze eigen berekeningen concluderen wij het volgende.

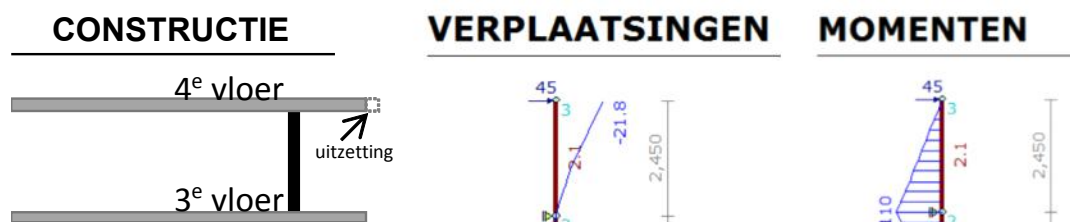
De kolommen zoals ontworpen, gedetailleerd en uitgevoerd, komen niet overeen met de schematisering die toegepast is in de bijbehorende statische berekeningen van deze kolommen. De verbinding van de vierde verdiepingvloer aan de kolom is in de statische berekeningen geschematiseerd als een volledig scharnier, maar is niet als volledig scharnier gedetailleerd en uitgevoerd. Door de wijze van detaillering en uitvoering is de verbinding in staat een moment op te nemen.

De resulterende momenten zorgen voor het afboeren van beton aan de bovenkant van de kolom. Het afboeren van de bovenrand van de kolom ter plaatse van dergelijke oplegging gaat door, tot dat zich een evenwicht instelt tussen het draagvermogen van de kolomrand en de optredende vloer-oplegreactie.

Alhoewel het afboeren van de bovenrand van de kolom formeel beschouwd moet worden als het bezwijken van de vloer/kolom-oplegging (de optredende spanningen in de oplegging voldoen niet aan de vigerende normen), bezwijkt de kolom als geheel zeker niet en leidt dit uitsluitend tot partieel bezwijken van de oplegging, niet tot het instorten van de parkeergarage.

Dit baseren wij op de volgende bevindingen:

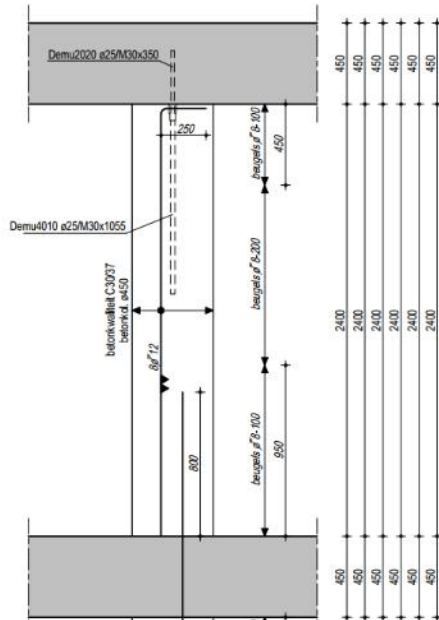
1. Het ontwerp van de gevelkolom op de 3^e verdiepingvloer gaat uit van een schematisering met i) een momentvaste verbinding aan onderzijde van de kolom met de vloer, ii) een scharnierende verbinding aan bovenzijde met de vierde verdiepingvloer en iii) een maximaal moment aan de onderzijde van de kolom dat volgt uit een horizontale verhinderde uitzetting door temperatuurverhoging aan bovenzijde van de vierde verdiepingvloer (zie onderstaande schets).



Figuur 25: Verplaatsingen als gevolg van thermische uitzetting dakvloer (midden) en momenten in de kolom als gevolg van deze thermische belasting (rechts) [025]

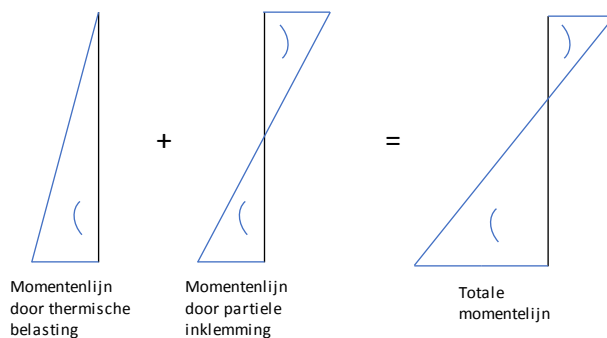
2. Deze schematisering was echter niet correct. In de praktijk was de verbinding tussen de kolom en de vierde verdiepingvloer namelijk niet echt een scharnier, aangezien de

vloer, zonder passende detaillering⁶, rechtstreeks over de kolom is gestort (aangebracht) en er één wapeningsstek diameter 25 mm in het centrum van de kolom is aangebracht, die de kolom met de vierde verdiepingvloer verbindt.



Figuur 26: Doorsnede van het ontwerp van de gevelkolom tussen de derde en de vierde verdieping, met aangegeven de centrale wapeningsstek met diameter 25mm.

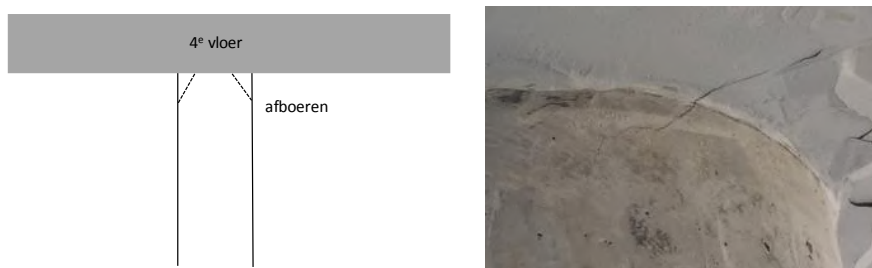
3. Hierdoor is de verbinding tussen de gevelkolom en de vierde verdiepingvloer niet volledig scharnierend uitgevoerd, en nemen de momenten in de kolom toe:
 - a. Er ontstaat een partieel inklemmingsmoment aan de bovenzijde van de kolom.
 - b. Daardoor neemt ook het moment aan onderzijde van de kolom verder toe (bovenop het moment door de thermische belasting).



Figuur 27: Momentenlijn door de thermische belasting (links), het partieel inklemmingsmoment van de kolom aan de vierde (dak) vloer (midden) en de totale momentenlijn, na superponeren van beide momentenlijnen (rechts)

⁶ Een scharnierende verbinding tussen kolom en vloer wordt bijvoorbeeld gerealiseerd met neopreen opleggingen tussen de kolom en de vloer. Hierdoor kan de kolom een hoekverdraaiing van de vloer niet volgen, maar alleen verticale oplegkrachten leveren.

4. Als gevolg hiervan voldoet de verbinding tussen de kolom en de vierde verdiepingsvloer niet aan de norm en treedt zelfs beschadiging van de verbinding op. Uit onze berekeningen volgt dat de verbinding van de vierde vloer aan de kolom het ontstaan van een inklemmingsmoment behorend bij een volledig stijve (of moment-vaste) verbinding niet toelaat (zie berekening A in de bijlage). De verbinding zal beschadigen door het bezwijken van de verankering van de centrale stek en afboeren van het beton van de kolom bij de aansluiting op de vierde vloer. Het afboeren bleek ook in de praktijk, zie onderstaande foto. De schade die wij op de foto zien, lijkt qua omvang aardig aan te sluiten op onze berekeningen (zie berekening B in de bijlage).



Figuur 28: Scheurvorming door afboeren van de kolom geschematiseerd (links) en zoals waargenomen (rechts)

5. Door het bezwijken van de verbinding tussen de kolom en de vierde vloer ontstaat feitelijk een nieuw evenwicht met een (meer) scharnierende oplegging. Dit werkt in feite gunstig.
6. Uit onze berekeningen volgt dat de kolom, na het ontstaan van deze nieuwe evenwichtssituatie, niet voldeed aan de norm, maar niet kritiek was.
- Als wij met het, na afboeren ontstane moment, de toegepaste wapening bovenin de kolom rekenkundig controleren, concluderen wij dat er voldoende wapening was. Met andere woorden: het ontwerp van de wapening bovenin de kolom voldeed in de nieuwe evenwichtssituatie wel aan de norm.
 - Als wij met het, na afboeren ontstane moment, de toegepaste wapening onderin de kolom rekenkundig controleren, concluderen wij dat er onvoldoende wapening was. Met andere woorden: het ontwerp van de wapening onderin de kolom voldeed in de nieuwe evenwichtssituatie niet aan de norm.
 - Maar in een rekenkundige (ontwerp) berekening zitten veiligheidsfactoren. Als wij deze weglaten en de wapening nogmaals controleren, concluderen wij dat er voldoende wapening was om bezwijken te voorkomen. Met andere woorden: de kolom was niet kritiek. Dit volgt uit onze berekeningen in de bijlagen.
 - De toegepaste wapening in de kolom is voldoende om het extra partiële moment op te nemen (zie berekening B).
 - De afgeboerde kolom kan de oplegreactie van de vloer opnemen (zie bijlage B⁷).
 - De wapening in de voet van de kolom, bij de aansluiting op de derde verdiepingsvloer, is voldoende om het optredend moment op te nemen (zie bijlage C).

⁷ Dit volgt impliciet uit deze bijlage: de maximale te leveren draagkracht vormde een uitgangspunt bij de controle van het moment.

Bijlage: Toets momentcapaciteit gevelkolom onder vierde verdiepingsvloer

Deze bijlage bevat de berekeningen van de gevelkolommen op moment die onze bevindingen onderbouwen. Dit zijn de volgende berekeningen:

- A. Een controle van de kolom, indien de verbinding tussen de kolom en de vierde vloer geschematiseerd wordt als een volledig stijve (oftewel momentvaste) verbinding.
- B. Een controle van de bovenzijde van de kolom aan de hand van het maximale moment dat de verbinding, met één wapeningsstek diameter 25 mm, tussen de kolom en de vierde verdiepingsvloer kan opnemen.
- C. Een controle van de onderzijde van de kolom aan de hand van het toegenomen moment aldaar.

A. Moment bij stijve verbinding kolom - vloer

Met een portaalberekening hebben wij de inklemmingsmomenten in de kolommen bepaald, uitgaande van een volledig stijve (of momentvaste) verbinding tussen de kolom en de vierde verdiepingvloer. De uitgangspunten van de berekening staan in onderstaande tabellen:

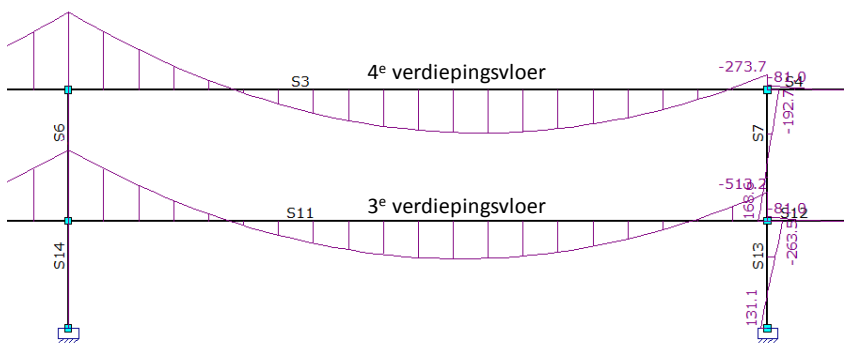
Parameter	Waarde
Rekenwaarde betondruksterkte (C35/45)	23 N/mm ²
Gemiddelde betondruksterkte (C35/45)	45 N/mm ²
Rekenwaarde betontreksterkte (C35/45)	1,64 N/mm ²
Gemiddelde betontreksterkte (C35/45)	3,21 N/mm ²
Elasticiteitsmodulus vloer (ongescheurd)	34.100N/mm ²
Hoogte	450 mm
Eigen gewicht	9 kN/m ²

Tabel 2: Uitgangspunten vloer

Parameter	Waarde
Rekenwaarde betondruksterkte (C45/55)	30 N/mm ²
Gemiddelde betondruksterkte	55 N/mm ²
Rekenwaarde betontreksterkte (C45/55)	1,77 N/mm ²
Gemiddelde betontreksterkte (C45/55)	3,80 N/mm ²
Elasticiteitsmodulus (ongescheurd)	36.300N/mm ²
Diameter kolom	450 mm
Eigen gewicht vloer	9 kN/m ²

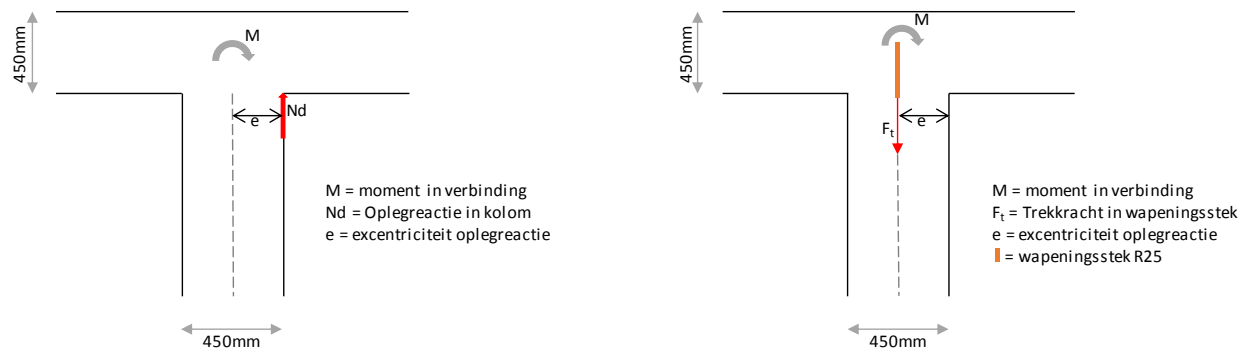
Tabel 3: Uitgangspunten kolom

Bij een volledig stijve verbinding tussen de gevelkolom en de vierde verdiepingvloer ontstaat er een inklemmingsmoment aan bovenzijde van de kolom van orde grootte 200 kNm en een verticale oplegreactie in de kolom van orde grootte 600 kN.



Figuur 29: Portaalberekening maximaal inklemmingsmoment, uitgaande van een volledig stijve (momentvaste) verbinding tussen de vierde verdiepingvloer en de gevelkolom

Het maximale moment in de verbinding tussen de kolom en de vloer wordt bepaald door de excentriciteit van de oplegreactie in de kolom en de bijdrage van de enkele stek wapening. Zonder de bijdrage van de enkele stek wapening heeft de verbinding een maximale momentcapaciteit van 135 kNm. Dit volgt uit vermenigvuldiging van de oplegreactie met de maximale excentriciteit daarvan (de straal van de kolom): $600 \text{ kNm} \cdot 0,225\text{m} = 135 \text{ kNm}$. De momentcapaciteit van de verbinding (135 kNm) is dus lager dan het moment bij een volledig stijve verbinding (200 kNm).



Figuur 30: Schematisatie van de berekening van de momentcapaciteit zonder de bijdrage van de wapeningsstek (links) en met de bijdrage van de wapeningsstek (rechts)

De door de wapeningsstek geleverde momentcapaciteit wordt bepaald door de maximaal op te nemen trekkracht van de stek te vermenigvuldigen met de excentriciteit van deze trekkracht. Wij berekenen een maximale trekkracht in de enkele stek wapening van 101 kN (conform NEN-EN-1992-1-1), waarbij wij uitgaan van i) goede aanhechtingsomstandigheden in de vloer, ii) een minimale gemiddelde verankeringslengte van de staven van 1080 mm en iii) een toegepaste verankeringslengte van de staven van 350 mm (in de vloer). Zie onderstaande berekening:

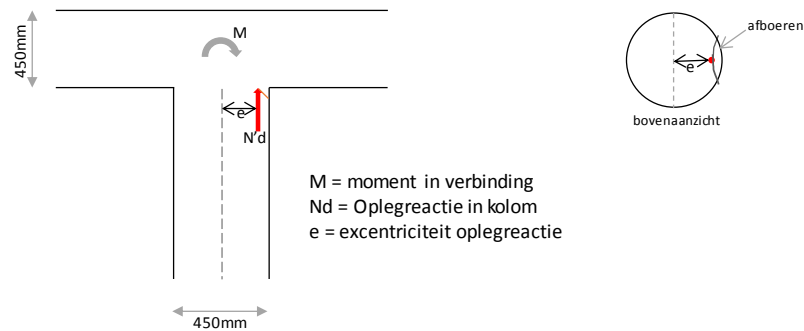
Beschrijving parameter	In formulevorm	Waarde
Uiterst opneembare aanhechtspanning	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	3,69 N/mm ²
Coëfficiënten voor aanhechtomstandigheden	$\eta_1 = 1$ voor goede omstandigheden $\eta_2 = 1$ voor $\phi < 32\text{mm}$	1, 1
Gemiddelde treksterkte beton	f_{ctd}	1,64 N/mm ²
Diameter wapeningsstek	ϕ	25 mm
Verankeringslengte stek in vloer	l_b	350 mm
Maximale staalspanning door verankering	$\sigma_{sd} = l_b \cdot (4/\phi) \cdot f_{bd}$	206 N/mm ²
Maximale trekkracht in wapeningsstek	$F_t = A_s \cdot \sigma_{sd} = n \cdot (\phi/2)^2 \cdot \sigma_{sd}$	101 kN

Tabel 4: Berekening maximale trekkracht in wapeningsstek, conform NEN-EN-1992-1-1, paragraaf 8.4

Het maximaal op te nemen moment door deze trekstaaf is dan 23 kNm (0.225 m · 101 kN). Inclusief de eerder berekende momentcapaciteit van 135 kNm is dit nog altijd onvoldoende om het maximaal moment bij een volledig stijve verbinding (200 kNm) op te nemen. Op basis van voorgaande concluderen wij dat er geen volledig stijve (of momentvaste) verbinding heeft kunnen ontstaan tussen de vloer en de kolom. Er is wel sprake van een gedeeltelijke inklemming met een partieel moment. Hoe groot dat partieel moment is, hebben wij onder B berekend.

B. Partieel moment na ontstaan van 'scharnier' door afboeren

Rekening houdend met de maximale betondrukspanning in de kolom is het mogelijk om de maximale excentriciteit van de oplegreactie van de kolom te berekenen, en daarmee het optredend moment aan bovenzijde van de kolom. De oplegreactie zal zich, ten gevolge van het afboeren van de rand van de kolom, vanaf de rand van de kolom gaan verplaatsen in de richting van het hart van de kolom. De rand van de kolom boert af, totdat de betondrukspanning de betondruksterkte niet meer overschrijdt. Dit is geïllustreerd in onderstaande schets:

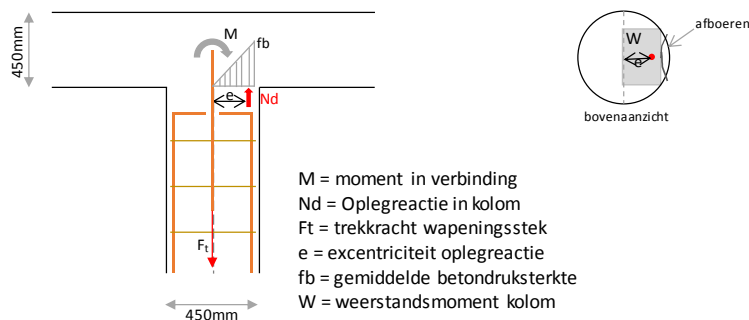


Figuur 31: Schematisatie van de excentriciteit van de oplegreactie ($N'd$) na afboeren van een deel van de kolomkop (rechts)

Met onderstaande berekening bepalen wij de excentriciteit van de oplegreactie van de kolom.

Bij deze berekening gaan wij uit van:

- enkel de bijdrage van de oplegreactie en bezwijken van de enkele wapeningsstek;
- een driehoekig⁸ spanningsdiagram (moment-kappa diagram) voor beton (zie Figuur 6);
- een rechthoekige doorsnede voor de bepaling van het weerstandsmoment⁹ (zie Figuur 6);
- een gemiddelde betondruksterkte van 55 N/mm² (kolommen zijn uitgevoerd in C45/55).



Figuur 32: Schematisatie bepaling optredend moment onder voorwaarde dat betondrukspanning de gemiddelde betondruksterkte (f_b) niet overschrijdt. De kolomwapening (8R12) is in oranje aangegeven.

Bij een excentriciteit van 193 mm ontstaat een maximale betondrukspanning van 52 N/mm², en wordt de gemiddelde betondruksterkte net niet overschreden. Wij concluderen dat de oplegreactie (N_d) op maximaal 193 mm van de kern kan aangrijpen. Dit levert een moment van 115 kNm ($600 \text{ kN} \cdot 0,193 \text{ m} = 115 \text{ kNm}$), zonder rekening te houden met de trekstaaf.

⁸ In werkelijkheid is het diagram maar voor een deel driehoekig en een deel rechthoekig, waardoor de berekening conservatief is.

⁹ In werkelijkheid is de doorsnede deels cirkelvormig, waardoor de berekening conservatief is.

Indien wij aannemen dat de trekstaaf niet bezwijkt, en dus ook enige momentcapaciteit levert, dan vinden wij een maximale excentriciteit van 190 mm vanaf het hart van de kolom, bij een maximale betondrukspanning van 53 N/mm². Dit levert een moment van 133 kNm ($701 \text{ kN} \cdot 0,190 \text{ m} = 133 \text{ kNm}$).

De verbinding van de vloer aan de kolom zoals uitgevoerd, laat het ontstaan van een in-klemmingsmoment behorend bij een volledig stijve (of momentvaste) verbinding niet toe. Dit betekent feitelijk dat een deel van de kolom 'afboert' tot een evenwicht ontstaat waarbij de gemiddelde betondruksterkte nergens overschreden wordt. De scheuren die geconstateerd zijn aan bovenzijde van een gevelkolom (nr. 26) bevestigen dit beeld, zie onderstaande afbeelding.



Figuur 33: Scheurvorming door afboeren van de kolom

De wapening aan bovenzijde van de kolom dient getoetst te worden op het optredend moment. Volgens voorgaande berekening ligt dat moment tussen de 115 kNm en 133 kNm, afhankelijk van het gedrag van de trekstaaf. Aan de hand van de GTB-tabellen [112] controleren wij of de toegepaste wapening voldoende was om bezwijken te voorkomen. Daarom maken wij in deze berekening geen gebruik van veiligheidsfactoren, zoals dat in een ontwerpberkening wel nodig is. Wij gaan uit van i) een moment van 133 kNm, ii) een oplegreactie van 600 kN en iii) een gemiddelde betondruksterkte van 55 N/mm².

Beschrijving parameter	In formulevorm	Waarde
Normaalkracht kolom	N_d	600 kN
Moment kolom	M_d	133 kNm
Oppervlakte kolom	A_b	159.043 mm ²
Gemiddelde betondruksterkte kolom	f_b	55 N/mm ²
Normaalkracht factor GTB-tabel	$N_d / (A_b \cdot f_b)$	0,07
Moment factor GTB-tabel	$M_d / (A_b \cdot f_b \cdot h)$	0,03
Factor uit tabel	r	0,1
Beta factor uit tabel voor C45/55	B	2,25
Minimale wapeningspercentage	$\omega_0 = r \cdot \beta$	0,3 %
Minimale oppervlakte wapening	$A_{s,min}$	477 mm ²
Toegepaste wapening	$A_{s,toe}$	905 mm ²

Tabel 5: Toets wapening in de kolom op optredend moment aan bovenzijde kolom.

Uit de tabellen volgt bij deze waarden een minimum benodigd wapeningspercentage van 0,3%. Voor de kolom betekent dat een minimum oppervlakte wapening van 477 mm². De kolommen zijn gewapend met 8 staven met een diameter van 12 mm, voor een totaaloppervlakte van totaal 905 mm². Er was dus voldoende wapening om bezwijken door onvoldoende wapening te voorkomen.

Noot: Ook wanneer wij uitgaan van de conservatieve situatie waarbij de maximale momentcapaciteit van de verbinding optreedt (135 kNm, zie B), blijkt er voldoende wapening in de kolom aanwezig te zijn om bezwijken te voorkomen.

C. Moment onderzijde kolom

De wapening aan onderzijde van de kolom dient getoetst te worden bij het optredend moment dat volgt uit bovenstaande berekening. Het moment onderin de kolom neemt door het optredend inkleminsmoment verder toe tot 243 kNm (110 kNm + 133 kNm). Aan de hand van de GTB-tabellen hebben wij gecontroleerd of de toegepaste wapening voldoende was om bezwijken te voorkomen. Daarbij gaan wij uit van i) een moment van 245 kNm, ii) een normaalkracht van 600 kN en iii) een gemiddelde betondruksterkte van 55 N/mm².

Beschrijving parameter	In formulevorm	Waarde
Normaalkracht kolom	Nd	600 kN
Moment kolom	Md	243 kNm
Oppervlakte kolom	Ab	159.043 mm ²
Gemiddelde betondruksterkte kolom	fb	55 N/mm ²
Normaalkracht factor GTB tabel	Nd/(Ab·fb)	0,07
Moment factor GTB tabel	Md/(Ab·fb·h)	0,06
Factor uit tabel	r	0,25
Beta factor uit tabel voor C45/55	B	2,25
Minimale wapeningspercentage	$\omega_0 = r \cdot \beta$	0,56 %
Minimale oppervlakte wapening	A _{s,min}	890 mm ²
Toegepaste wapening	A _{s,toe}	905 mm ²

Tabel 6: Toets wapening in de kolom op optredend moment aan bovenzijde kolom.

Uit de tabellen volgt bij deze waarden een minimum benodigd wapeningspercentage van 0,56%. Voor de kolom betekent dat een minimum oppervlakte wapening van 890 mm². De kolommen zijn gewapend met 8 staven met een diameter van 12mm, voor een totaaloppervlakte van totaal 905mm². Er was dus voldoende wapening om bezwijken door onvoldoende wapening te voorkomen.

Noot: Ook wanneer wij uitgaan van de conservatieve situatie waarbij de maximale momentcapaciteit van de verbinding optreedt (135 kNm, zie B), blijkt er voldoende wapening in de kolom aanwezig te zijn om bezwijken te voorkomen.

Bijlage E: Berekening vloer op druk en trek

Deze bijlage bevat de resultaten van een toets van de toegepaste wapening in de prefab bollenplaten en op de naad tussen twee bollenplaten. Ook bevat deze memo een toets van de hoogte van de drukzone in de doorsnede. Op basis van een analyse van het ontwerp, de belastingen en onze eigen berekeningen concluderen wij het volgende:

Er was voldoende (oppervlakte aan) wapening toegepast in de prefab plaat en in de opstort om het ontwerpmoment op te vangen.

1. De wapeningshoeveelheid in de prefab bollenplaat was voldoende: de unity check is 0,89.
2. De wapeningshoeveelheid in de opstort was voldoende: de unity check is 0,89.

De drukzonehoogte van de prefab plaat en de opstort voldeed aan de eisen ten aanzien van de maximale drukzonehoogte.

1. De drukzone in de prefab bollenplaat voldeed aan de eisen van de maximale drukzone: de unity check is 0,17.
2. De drukzone in de opstort voldeed aan de eisen van de maximale drukzone: de unity check is 0,22.

Dit volgt uit onderstaande controles van de toegepaste wapening in de prefab bollenplaat en in de opstort en uit controles op de drukzone in het beton. Bij deze controleberekening is het uitgangspunt dat het maximaal optredende moment in de hoofdoverspanning van de vierde verdiepingsvloer 286 kNm bedraagt, zoals volgt uit de ontwerpberekeningen van Adviesbureau Opzeeland.

Uitgangspunten en formules.

Tabel 1 bevat de uitgangspunten voor de toetsen.

Parameter	Parameter	Waarde
Rekenwaarde betondruksterkte (C35/45)	f_{cd}	23 N/mm ²
Gemiddelde betondruksterkte (C35/45)	f_{ck}	45 N/mm ²
Hoogte vloer	h	450 mm
Dikte prefab plaat	h_d	70 mm
Diameter bol	D	360 mm
Rekenwaarde treksterkte wapening (FeB500)	f_s	435 N/mm ²

Tabel 7: Uitgangspunten vloer

Bij de controle van de wapening wordt de benodigde wapeningsdoorsnede ($A_{s;ben}$) aan de hand van het maximale moment (M_r), de inwendige hefboomsarm (d) en de maximale trekspanning in de wapening (f_s), met de volgende formule:

$$A_{s;ben} = \frac{M_r}{d \cdot f_s} \quad (1)$$

Bij de controle van de drukzone (x_u) wordt deze vergeleken aan de maximale drukzonehoogte ($x_{u,max}$), volgens de volgende formules:

$$x_u = \frac{A_s \cdot f_s}{0,75 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (2)$$

$$\frac{x_{u,max}}{d} \leq \frac{500}{500 + f_s} \quad (3)$$

Toets ter plaatse van. de prefab bollenplaatvloer

Tabel 2 bevat de betreffende toetsen t.p.v. de prefab bollenplaatvloer.

Beschrijving parameter	Parameter	Waarde
Maximaal moment	M_r	286 kNm
Dekking wapening	c	35 mm
Diameter hoofdwapening	φ_h	6mm
Diameter verdeelwapening	φ_v	6mm
Inwendige hefboomsarm	$d = h - c - 0.5 \cdot (\varphi_h + \varphi_v)$	403mm
Trekkkracht doorsnede	$N_s = M_r / d$	710 kN
Benodigde wapeningsoppervlak	$A_{s;ben} = N_s / f_s$	1632 mm ²
Toegepaste wapening Basisnet: $\varphi 8-217 + \varphi 6-375$ Bijlegwapening: $\varphi 12-107 + \varphi 16-434$	$A_{s;toe}$	1832 mm ²
unity check doorsnede hoofdwapening	u	0,89
Hoogte drukzone	$x_u =$	41 mm
Maximale hoogte drukzone	$x_{u;max}$	240 mm
unity check drukzonehoogte	u	0,17

Tabel 8: Toets wapeningsdoorsnede en drukzonehoogte prefab bollenplaat

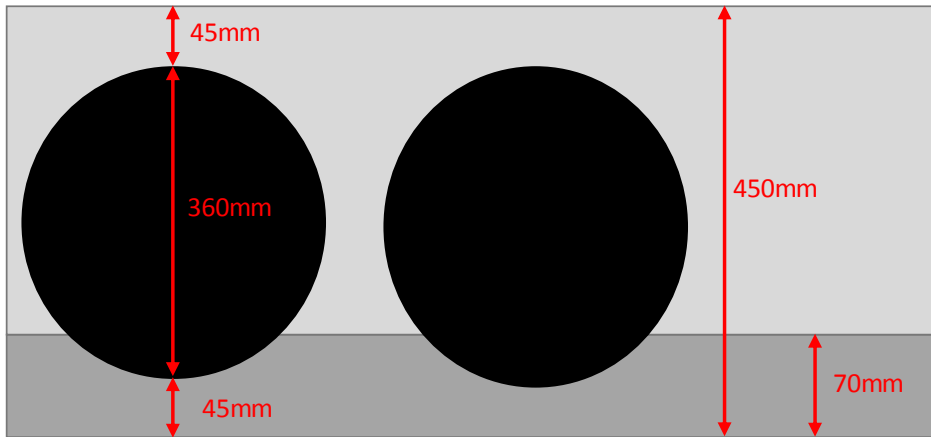
Toets ter plaatse van. de prefab bollenplaatvloer

Tabel 3 bevat de betreffende toetsen t.p.v. de naad tussen twee prefab bollenplaten.

Beschrijving parameter	Parameter	Waarde
Maximaal moment	M_r	286 kNm
Dekking wapening is dikte prefab plaat	$c = h_d$	70 mm
Diameter hoofdwapening	φ_h	16mm
Diameter verdeelwapening	φ_v	10mm
Hoogte vloer	h	450mm
Inwendige hefboomsarm	$d = h - c - 0.5 \cdot (\varphi_h + \varphi_v)$	367mm
Trekkkracht doorsnede	$N_s = M_r / d$	780 kN
Benodigde wapeningsoppervlak	$A_{ben} = N_s / f_s$	1791 mm ²
Toegepaste wapening Koppelstaven: $\varphi 16-100$	A_{toe}	2010 mm ²
unity check doorsnede koppelwapening	u	0,89
Hoogte drukzone	x_u	45 mm
Maximale hoogte drukzone	$x_{u;max}$	197 mm
unity check drukzonehoogte	u	0,22

Tabel 9: Toets wapeningsdoorsnede en drukzonehoogte prefab bollenplaat

Noot: de maximale massieve doorsnede boven de bollen heeft een hoogte van 45 mm, zoals te zien in onderstaande figuur. Daarmee is het beton in het gebied tussen de bollen niet nodig voor opname van de maximale drukkrachten in de doorsnede.



Figuur 34: Schematische weergave afmetingen bollenplaatvloer BD450

Bijlage F: Berekening optredend moment tijdens sloop

belasting kraan	60 ton	afgelezen op lastmomentbeveiliging
hoek giek	45 graden	
resulterende verticale puntlast	416 kN	op vierde verdiepingsvloer
langsoverspanning	8 m	afstand tussen twee kolommen in langsrichting
verdeelde puntlast	52 kN/m	verdeelde puntlast
overspanning	15 m	in hoofddraagrichting
optredend moment door kraan	195 kNm/m	op basis van $M=1/4*F*L$
optredend moment eigen gewicht	142 kNm/m	op basis van $M=9/128*q*L^2$ voor eenzijdig ingeklemde ligger, bij belasting door eigen gewicht van 9 kN/m ²
	-----+	
totaal moment	337 kNm/m	
correctie voor herverdeling	0,67 -	schatting o.b.v. ontwerp: 1/3 wordt in langsrichting afgedragen
gecorrigeerd moment	225 kNm/m	
Dit is:	0,94 x het ontwerpmoment van 240 kN/m van vloer A	
	1,25 x het bezwijkmoment van 180 kN/m van vloer B	

Bijlage G: Invloed weersomstandigheden

Deze bijlage beschrijft kort de invloed die weersomstandigheden op de instorting van de parkeergarage.

Rijpvorming

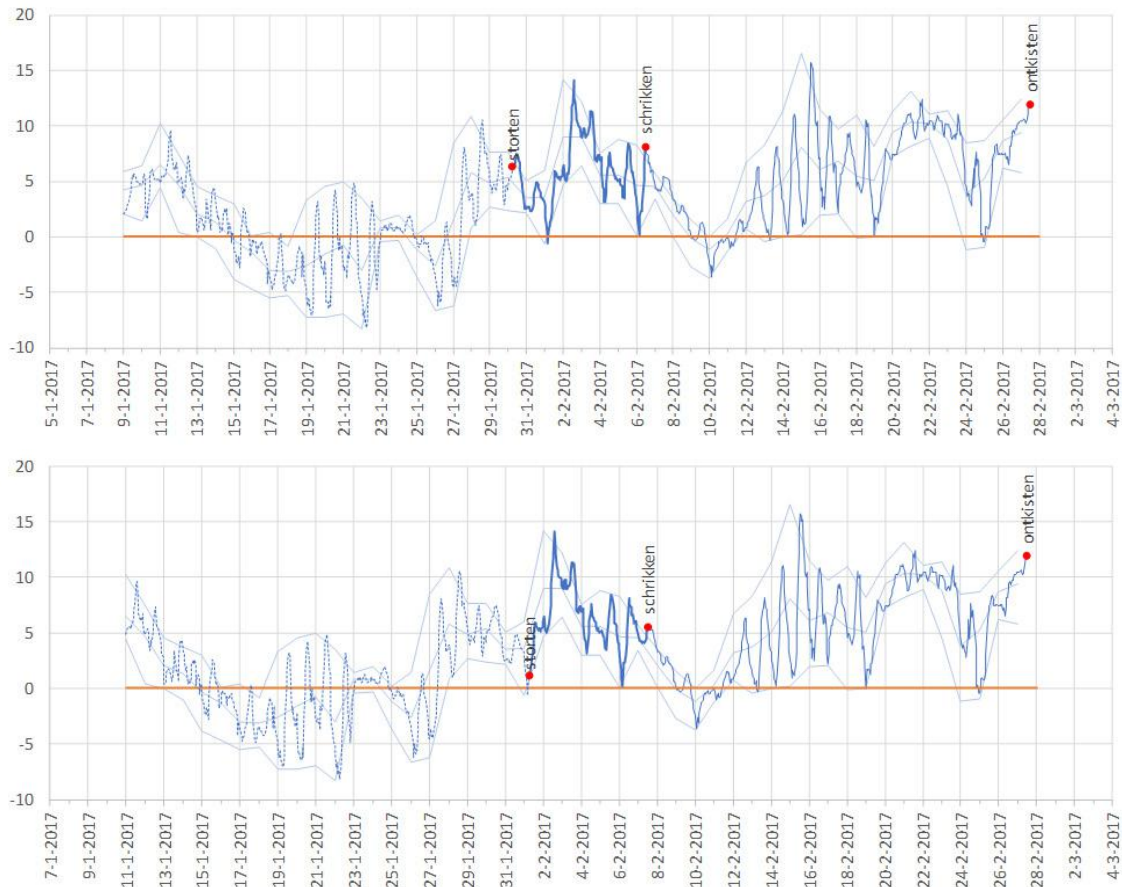
Rijpvorming op de prefab breedplaten zou wellicht kunnen leiden tot een verminderde hechting, maar het lijkt niet waarschijnlijk dat dit ook bij de parkeergarage is gebeurd.

- Mogelijk was er ten tijde van de stort sprake van rijpvorming op de prefab-betonplaten. Uit een time-lapse en foto's volgt namelijk dat er tijdens de stort sprake was van rijpvorming op auto's. Er is niet bekend of er daadwerkelijk sprake was van rijpvorming op de prefab breedplaatvloeren van de vierde verdiepingsvloer.
- Het is de vraag of rijpvorming tot slechtere hechting zou leiden. Rijp smelt immers bij contact met vers beton dat een hogere temperatuur heeft. Het smelten van rijp heeft dan hooguit een (iets) hogere watercementfactor tot gevolg, maar dit heeft geen constructieve gevolgen. Bovendien neemt de temperatuur van het beton daarna toe door de chemische reactie van het cement.

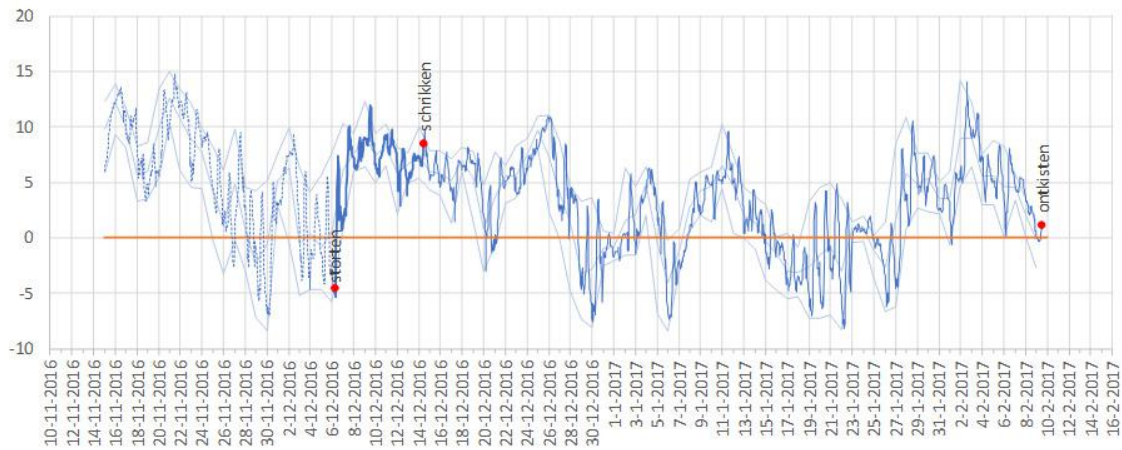
Bevroren oppervlakten

Een lage temperatuur kan het hardingsproces van het beton vertragen en vorst zou zelfs tot schade kunnen leiden. Hoewel de omgevingstemperatuur voor, tijdens en na de stort van het ingestorte deel van de vierde verdiepingsvloer laag was, was deze niet zodanig laag dat dit een verklaring is voor de instorting.

- Vers beton dient niet gestort te worden tegen bevroren oppervlakten. [023]
- Hiervan lijkt geen sprake te zijn geweest ten tijde van de stort van de vierde vloer van deel B.
- In de weken voor de stort van vloerdelen B1 en B2 (op resp. 30 jan en 2 feb 2017) lag de temperatuur gemiddeld maar circa één graad boven het vriespunt.
- De laatste paar dagen voor de stort (bij B1 gedurende 3 dagen, bij B2 gedurende vijf dagen) waren relatief warm met een gemiddelde temperatuur van rond de 5 graden, pieken tot boven de 10 graden en geen nachtvorst van betekenis, zie ook onderstaande figuren. De periode daarvoor was het weliswaar kouder, maar gemiddeld slechts ongeveer 2 graden onder nul. Het lijkt waarschijnlijk dat de temperatuur van de vloer in de 3 tot 5 dagen voor de stort weer boven nul is gestegen.
- In de ochtend voor de stort van vloer B2 vroom het voor een korte periode licht met -0,6 graden rond 4:00 uur 's ochtends. Dit was een zeer kort dal in het temperatuurverloop. Het lijkt niet waarschijnlijk dat de temperatuur van het beton en staal van de prefab schil daardoor ook onder nul is gedaald.
- Daarbij wordt opgemerkt dat de temperatuur bij de stort van vloerdeel B2 van de tweede verdiepingsvloer vergelijkbaar was (mogelijk zelfs slechter omdat bij een lagere temperatuur werd gestort), terwijl we daar op foto's (van de ingestorte parkeergarage) juist een betere hechting lijken te zien.



Figuur 35: Temperatuurverloop voor en tijdens storten, schrikken en ontkisten van de vierde verdiepingvloer deel B1 (boven) en B2 (onder).



Figuur 36: Figuur 3: Temperatuurverloop voor en tijdens storten, schrikken en ontkisten van de tweede verdiepingvloer deel B2.

Temperatuur tijdens uitharden

Ook na de stort was er sprake van een koude periode, wat de uitharding van het beton vertraagt. Desondanks zien wij ook daarin geen antwoord op de vraag waarom dit deel als eerste is ingestort, aangezien er met ontkisten is gewacht tot het beton een bepaalde sterkte bereikt had, die gemeten is aan de hand van de temperatuur in het beton.

- Bij vloerdelen B1 en B2 lag de gemiddelde temperatuur gedurende 1 à 2 dagen tussen de 3 en 4 graden. Van nachtvorst was nauwelijks sprake. Alleen bij vloer B1 was er na storten kort enkele uren sprake van een temperatuur tot -0,6 graden.
- De gebruikelijke maatregelen voor storten bij koud weer lijken niet te zijn getroffen. Strikt genomen werd bij vloeren B1 en B2 van de vierde verdieping niet voldaan aan de VBU-uitvoeringsvoorschriften, die voorschrijven dat vers beton bij een gemiddelde temperatuur tussen 0 en 4 graden en lichte vorst 's nachts wordt afgedekt. De afwijkingen waren echter minimaal (zie punt a hierboven). En daarbij was er aan de onderzijde van de vloer feitelijk wel sprake van een zekere afdekking in de vorm van de prefab schil.
- Ten slotte lag de temperatuur na storten juist bij een ander vloerdeel (A3) aanzienlijk lager. Deze lag het grootste deel van de periode onder nul, met een daggemiddelde variërend tussen +1,5 en -3,5 graad Celsius en minima van tussen de 5 en tien graden Celsius. Dit deel is niet ingestort.



Veldonderzoek
(Onderzoeksraad
voor Veiligheid)

1 VOORVAL EN INLEIDING

Op zaterdag 27 mei 2017 rond 19.00 uur bezweek de vloer van de vierde etage van bouwdeel B van het in aanbouw zijnde Multi Purpose Building (MPB) op de luchthaven Eindhoven Airport, ook bekend als parkeergarage P1.

Het gebouw naderde de oplevering en tot enkele uren voor de instorting werd, ook al was het zaterdag, gewerkt aan het aanbrengen van de coating op het vloerdek van de vierde etage.

Niemand is als gevolg van de instorting gewond geraakt en ook de externe schade aan geparkeerde auto's is relatief gering te noemen.

Direct na de instorting is het gebouw door de gemeente Eindhoven in samenspraak met de bouwer (BAM) en de opdrachtgever (Eindhoven Airport) tot verboden gebied verklaard, en is een veiligheidszone van twintig meter rond het gebouw ingesteld.

Naar aanleiding van het gebeuren zijn naast het onderzoek door de Onderzoeksraad voor Veiligheid voor zover bekend drie andere onderzoeken gestart. Het gaat hier om de onderzoeken van TNO (in opdracht Eindhoven Airport), Bureau Hageman (in opdracht BAM) en Arcadis (in opdracht van een onderverhuurder in het MPB).

In eerste instantie heeft de Onderzoeksraad alleen op afstand het gebouw en het puinveld bekeken, en is voor de beeldvorming gebruik gemaakt van het door Eindhoven Airport, BAM, TNO en de KMar beschikbaar gestelde foto- en beeldmateriaal. Aanvullend zijn van verschillende delen eigen opnames gemaakt. Relevante bevindingen zijn opgenomen in deze bijlage.

Na openbaarmaking van de onderzoeksbevindingen van TNO en Bureau Hageman heeft de Onderzoeksraad voor Veiligheid beslag gelegd op het deel waar de instorting vermoedelijk is gestart. De primaire reden van het beslag was verificatie en falsificatie van de aannames zoals gedaan door TNO (veldonderzoek mei 2017), door eigen vaststelling. Het tweede doel van het beslag was inzicht te krijgen in de vraag of sprake was van andere afwijkingen die niet benoemd zijn in de rapportages van TNO en/of Bureau Hageman, expliciet waar het gaat om de bevindingen in het veld.

Omdat BAM en Eindhoven Airport gedurende een lange tijd geen besluit namen over de vervolgacties, wat te doen met gebouw, heeft de Raad in oktober 2017 het initiatief genomen om te komen tot veldonderzoek in eigen opdracht. Deze poging moest echter worden gestaakt vanwege de aangenomen onveilige situatie van het gebouw.

Op 7 december 2017 maakten BAM en Eindhoven Airport bekend dat het volledige MPB gesloopt en herbouwd zou gaan worden. In oktober had de Onderzoeksraad kenbaar gemaakt welke gebieden zijn interesse hadden voor het veldonderzoek. Deze gebieden en te nemen stappen zijn vervolgens opgenomen in het sloopplan.

Op 9 januari 2018 is begonnen met de sloop, en heeft de Onderzoeksraad op verschillende momenten het veldonderzoek uitgevoerd met medewerking van BAM en sloopbedrijf Beelen.

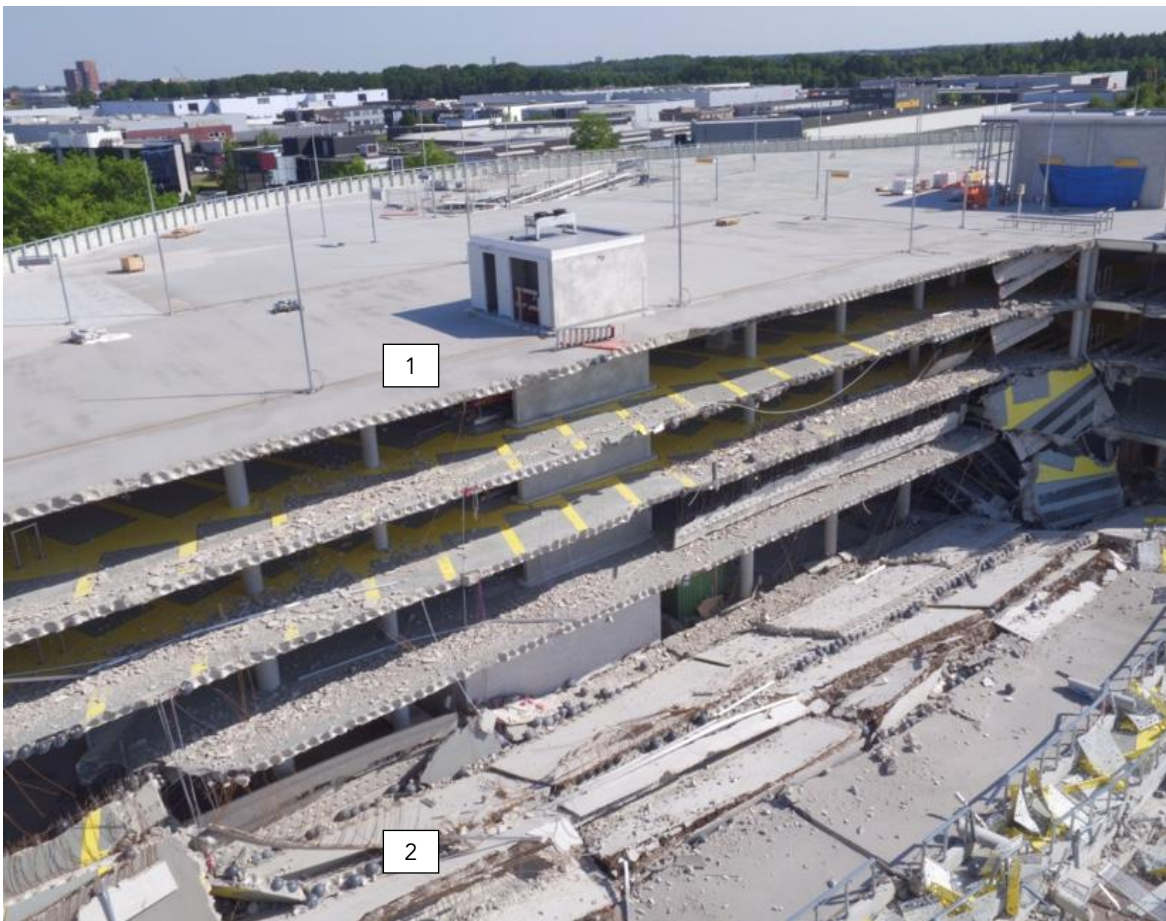
Deze rapportage geeft de belangrijkste bevindingen weer uit dit veldonderzoek. Ook wordt verslag gedaan van de bevindingen zoals opgedaan tijdens het technisch vooronderzoek.

2 INLEIDING ONDERZOEK, OMSCHRIJVING WERKVELD

In dit deelonderzoek zijn drie delen geschouwd en nader geanalyseerd. Naast het ingestorte deel zijn ook - voor de sloop - de relevante niet ingestorte delen in beeld gebracht en vastgelegd in dit deelrapport.¹ Daarnaast is tijdens de sloop aanvullend onderzoek verricht naar de uitvoering tijdens de bouw, deze bevindingen zijn opgenomen in het hoofdstuk 4 *Onderzoek* van het hoofdrapport.

De drie aandachtsgebieden in het onderzoek zijn:

1. De delen van het gebouw die niet zijn ingestort, de 'vaste wal' van vloer 4B;
2. De delen van het ingestorte deel van bouwdeel B;
3. Bevindingen in bouwdeel A tijdens de sloop.

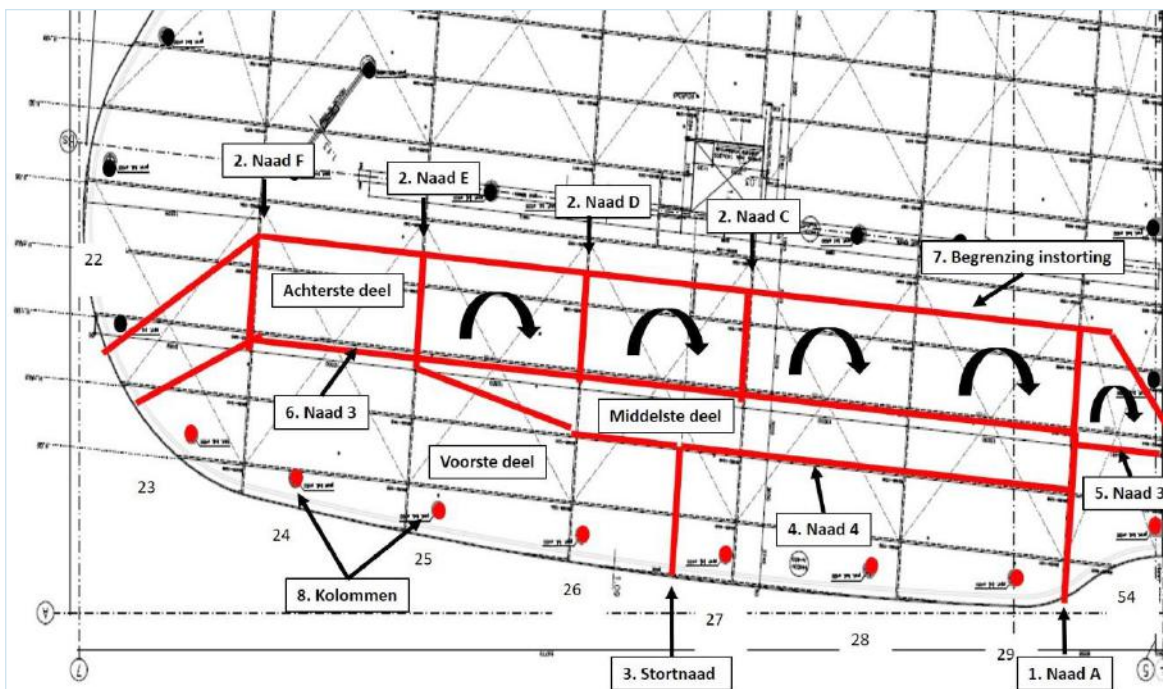


Figuur 1: Overzicht Bouwdeel B, 'vaste wal' [1] en de ingestorte vloerdelen [2]. Bron: BAM

¹ Alle tekeningen en foto's zijn van de Onderzoeksraad voor Veiligheid tenzij anders benoemd.

Op basis van de schouw, zoals uitgevoerd door TNO en BAM direct na de instorting, is door beide partijen aangenomen dat het epicentrum van de instorting gelegen was in de vloer van de vierde etage van bouwdeel B, in het deel gelegen in de omgeving van de stortnaad en naad 3. Als uitkomst van de schouw, op grond van de neergekomen delen, heeft TNO ook de volgorde van het bezwijken beschreven.

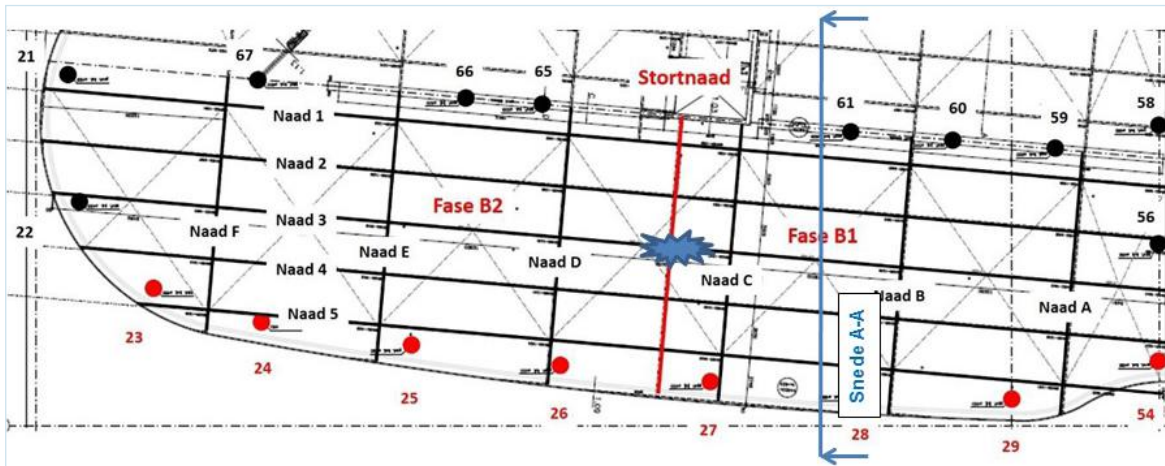
De volgorde kenmerkt zich door het bezwijken van vloervelden beginnend in vloer 4B2 en het roteren en doorkantelen van de vloerdelen tijdens de val. In het hoogenergetische deel is vastgesteld dat de vloerdelen in het vermoedelijke breukgebied om de lengte-as van de breedplaten in hun val naar voren zijn geroteerd. Verder in het traject was de energie lager, en trad vertraging op, daardoor was sprake van een gedeeltelijke rotatie. Door de rotatie van de vloerdelen was het moeilijk om op afstand het schadebeeld daadwerkelijk vast te stellen.



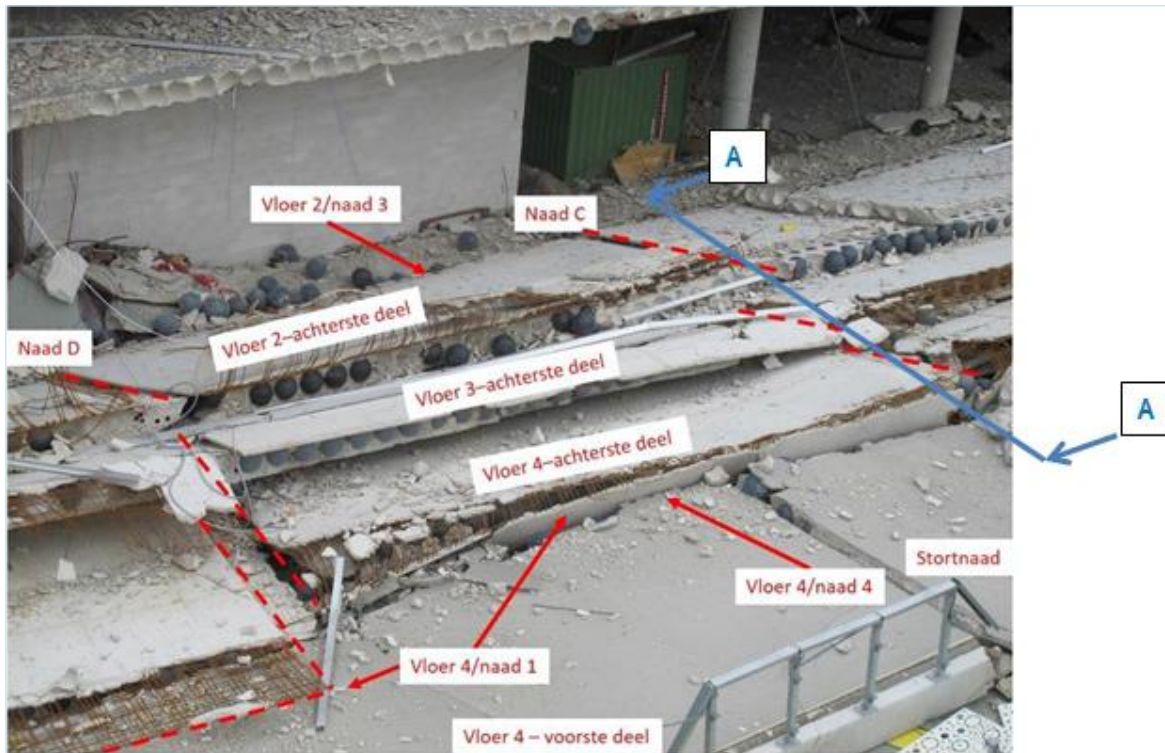
Figuur 2: Vastgestelde rotatie van de vloerdelen. Bron: TNO²

Om een volledig beeld te krijgen was het tijdens het veldonderzoek dan ook van belang om het centrale deel van de instorting af te pellen en zo in kaart te brengen.

2 Bron: TNO (2017) *Onderzoek naar de technische oorzaak van de instorting van de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport.*



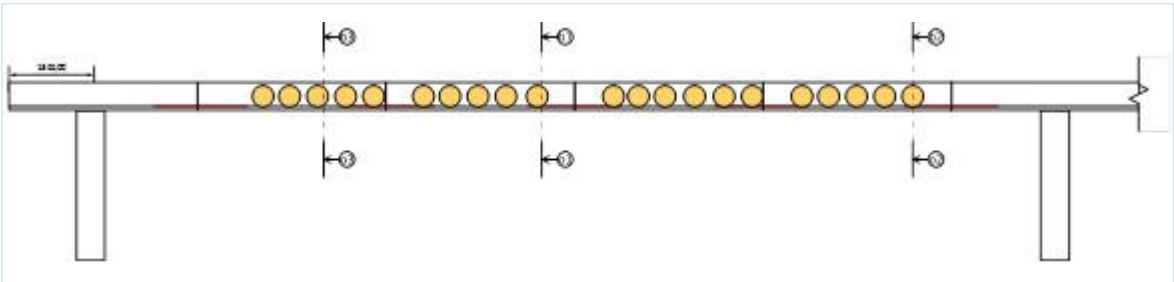
Figuur 3: Bouwdeel B vloer 4 – benoeming naden. De in het veldonderzoek door de Onderzoeksraad toegepaste snede A-A. Bron: TNO



Figuur 4: Geroteerde- en neergekomen vloerdelen. Foto gemaakt na de instort ter hoogte van de stortnaad. Bron: TNO

In deze rapportage wordt het afpellen van de breukresten omschreven. Daarbij worden de relevante (mogelijk oorzakelijke) bevindingen beschreven.

Om de foto's en de bevindingen uit het veldonderzoek herleidbaar te maken zijn deze gekoppeld aan het zicht van snede A-A, gezien vanuit het ontwerp voor de instorting. In de tekening, welke de doorsnede van de vloer 4B betreft.



Figuur 5: Schematisch weergave van de toegepaste snede A-A (toog niet ingetekend)

3 FEITELIJKE INFORMATIE

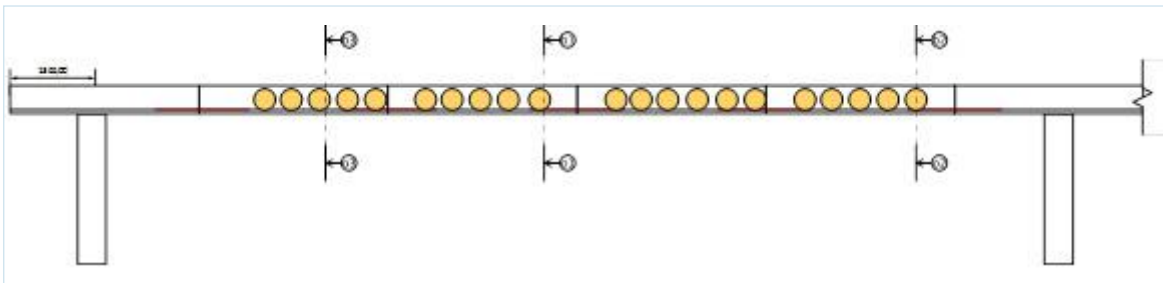
Het veldonderzoek was gericht op het gebied waarvan is aangenomen dat daar de initiatie van het bezwijken lag. TNO is in zijn analyse uitgegaan van het bezwijken van naad 3 ter hoogte van het aangenomen maximale moment in de overspanning, nabij de stortnaad. Als reden voor het bezwijken is door TNO aangenomen het niet kunnen opvangen van het optredende moment in naad 3 door de constructie.

Op grond van het valpatroon en de restanten is door de Raad vastgesteld dat nabij naad 3 het vloerveld is bezweken. Vastgesteld is dat er sprake is van totaal vier hoofdbreukvlakken. Drie hoofdbreuken liggen parallel aan de lengterichting van de breedplaten, en één breuk staat haaks op de lengterichting van de breedplaten, precies op de stortnaad van de overgang tussen het in situ beton (opstort) van stortfase van vloer 4B1 en 4B2.

In de verdere beschrijving worden de benoemde hoofdbreukvlakken benoemd als breuk 1 met als aanduiding 'onder 1' [o1] en 'boven 1' [b1]. Dit geldt eveneens voor de breuken 2 en 3.

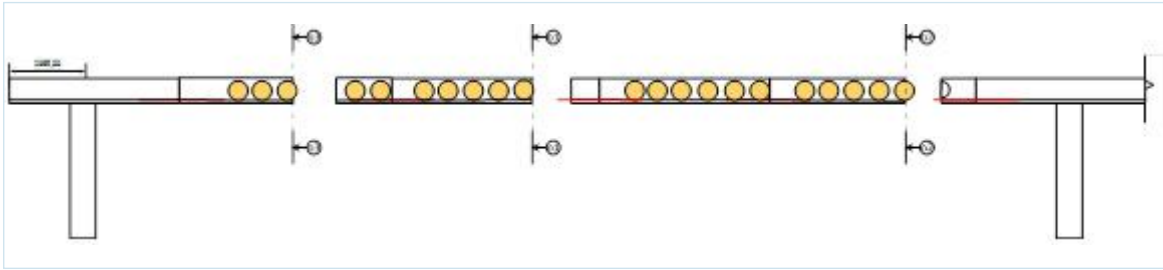
De eerste breuk in het in situ beton (opstort) is vastgesteld op de centerlijn van de bollenrij parallel aan, en naast naad 3. Vervolgens is breuk 2 aan de vaste walzijde ontstaan als gevolg van de val van het vloerveld tussen breuk 1 en 2. Ook hier ligt de breuk op de centerlijn van de eerste ballenrij. Uiteindelijk is breuk 3 een gevolg van het neerkomen van het geroteerde vloerveld van de vierde verdieping.

Dit heeft tot gevolg gehad dat de gebroken vloerdelen van vloeren 4, 3 en 2 geroteerd zijn tijdens de val, in tegenstelling tot de gelijke vloerdelen aan de terminalzijde, die 'gestapeld' en verschoven zijn neergekomen nadat de kolommen door het breken van de vloer zijn bezweken.

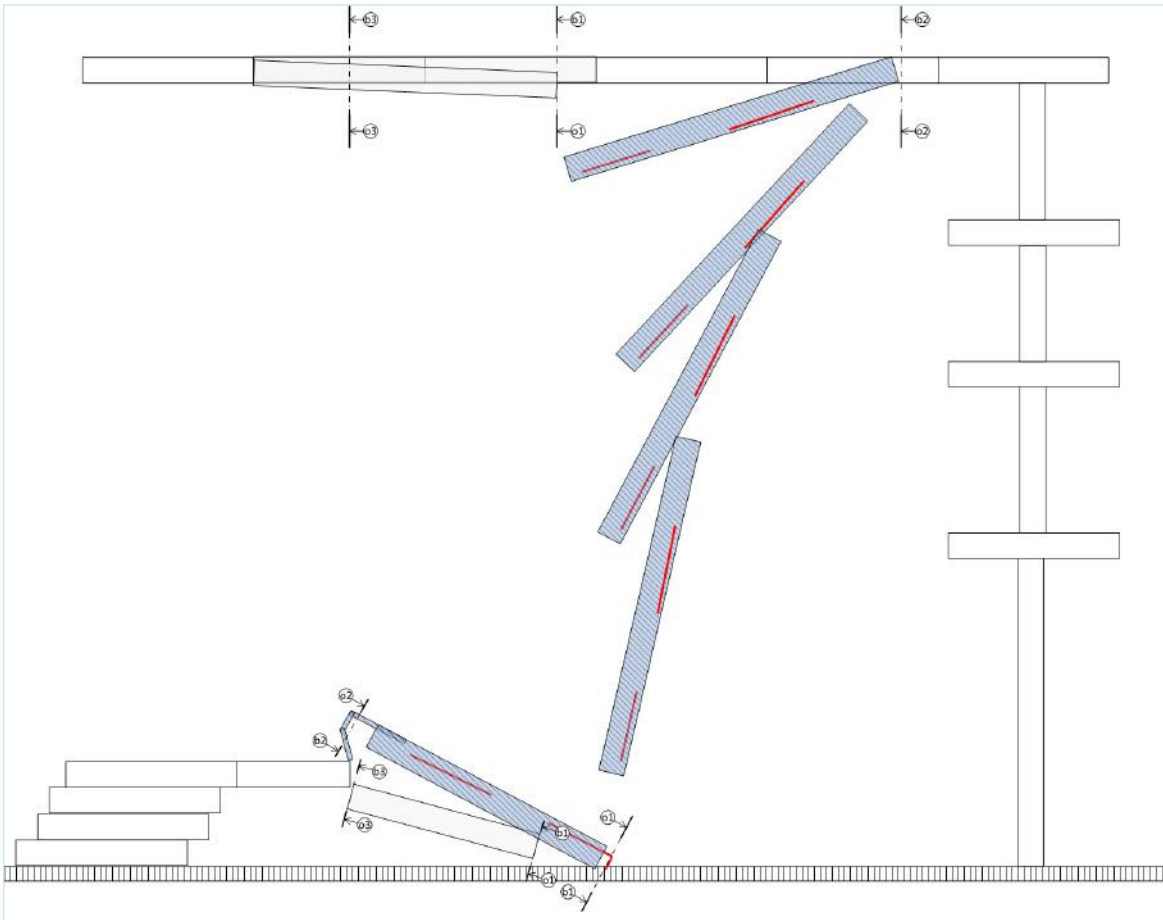


Figuur 6: Snede A-A met de drie vastgestelde breukvlakken (links terminal zijde)

Omdat het bezwijken van de onderliggende vloeren worden gezien als een gevolg van het bezwijken van vloer 4, ligt de focus van het onderzoek op het gebied op en rond breuk 1 en de opstort nabij de stortnaad.



Figuur 7: Snede A-A met de drie vastgestelde breukvlakken (links terminal zijde)



Figuur 8: Simulatie van het neerkomen en roteren van vloerveld 4 en het doorkantelen na het neerkomen

Op grond van de restanten van de vloervelden is vastgesteld dat vloerveld 4 (gearceerd) na de breuk in breukvlak 1 door het gewicht is gevallen. Als direct gevolg daarvan brak het vloerveld in breukvlak 2. Na het neerkomen op de 'grond' is dit vloerveld doorgevallen richting de terminal.

Door het doorvallen en roteren, is het vloervlak op het vloerdeel van vloer 4 neergekomen. Vervolgens is dit deel afgebroken en onder het geteerde vloerdeel terecht gekomen.

Het overstek van het neergevallen vloerdeel is door de grote snelheid en energie doorgeslagen. Het resterende eindstuk is in gevouwen positie aangetroffen tussen de twee delen.

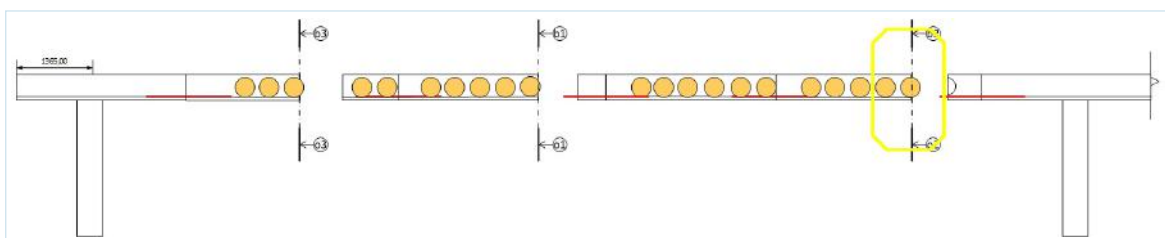
4 ONDERZOEK AAN INGESTORTE DELEN

Tijdens de sloop van het MPB moest gewerkt worden vanuit de veilige afstand van twintig meter rond het gebouw. Door deze maatregel was het niet eerder mogelijk om fysiek het onderzoeksgebied te betreden. Toen de sloop zo ver gevorderd was dat er geen dreiging van instorting meer bestond, kon het onderzoeksgebied betreden worden. Dit veldonderzoek kende beperkingen door het gevaar van los vallend puin. Hierdoor was het niet in alle gevallen mogelijk om de delen te bekijken, anders dan nadat deze na overleg met de onderzoekers door de sloper beroerd waren.

Ondanks de sloop is het breuk- en puinveld niet geroerd, anders dat enkele prefab systeemplaten van de liftschacht als extra (puin) naar beneden zijn gevallen. Op basis van een vergelijking met eerdere waarnemingen kon worden vastgesteld dat dit geen impact heeft gehad op de relevante vloerdelen.

Aan de hand van de foto's, gecombineerd met de oriëntatie en of positie, wordt de lezer in de volgende bladzijden in stappen meegenomen in het veldonderzoek.

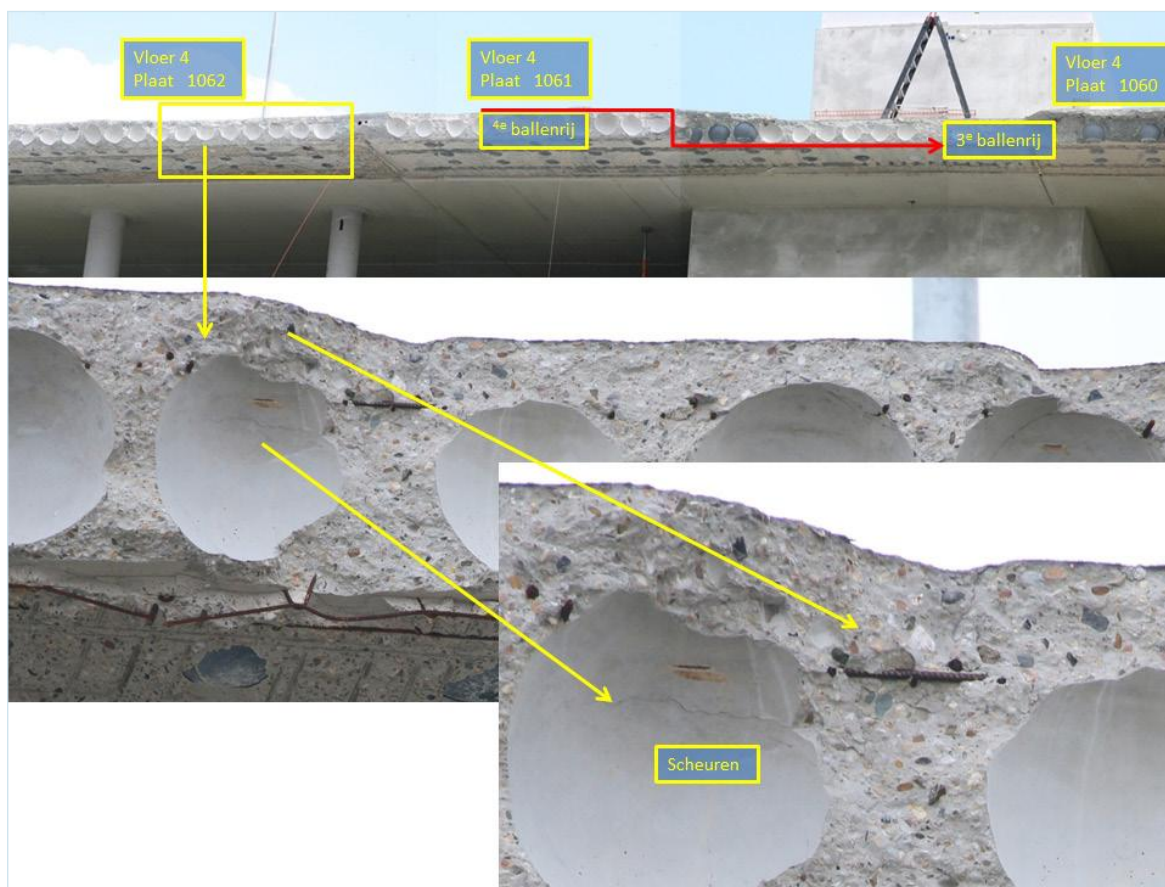
4.1 Stap 1: Inspectie staande deel



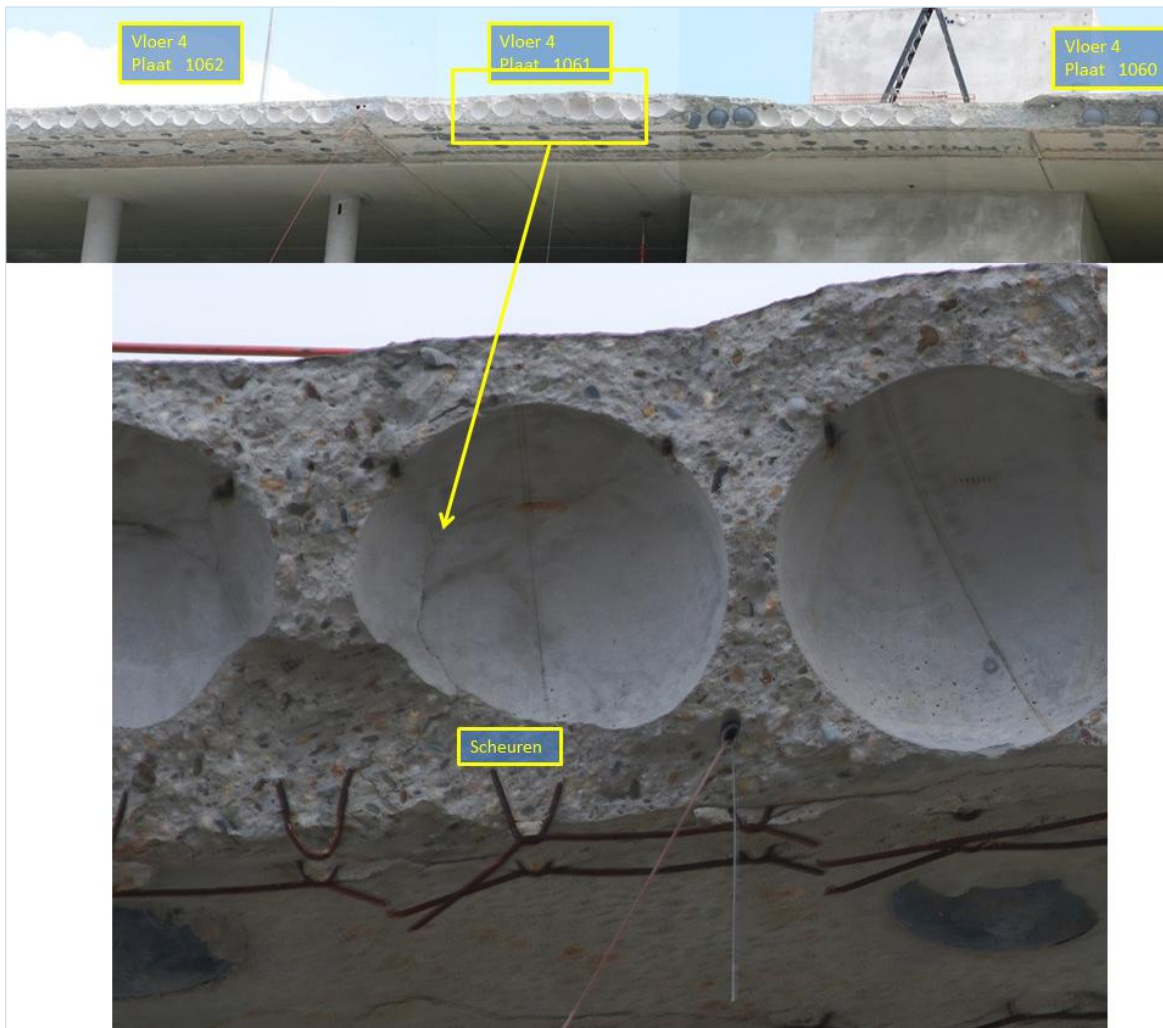
Figuur 9.

Na het bezwijken van bouwdeel B4 zijn door de partijen de (gevolg)breuken aan de vaste wal bekeken. Op basis van visuele waarneming is de aangetroffen wapening conform de tekening. Wat echter opvalt, zijn scheuren die niet te herleiden zijn tot gevolgschade van het bezwijken. Deze scheuren/breuken komen zowel in plaat 1062 als in plaat in 1061 voor.

Verder is te zien dat breuk 2, op bijna 1/3 lengte van plaat 1061, ter hoogte van de stortnaad verschuift van de vierde bollenrij naar de derde bollenrij. Op grond van de aanwezige wapening is deze verschuiving niet te duiden.



Figuur 10.



Figuur 11.

Ook in breedplaat 1061 is een scheur te zien die parallel loopt aan de stortnaad, maar niet te verklaren is als gevolg door de impact.

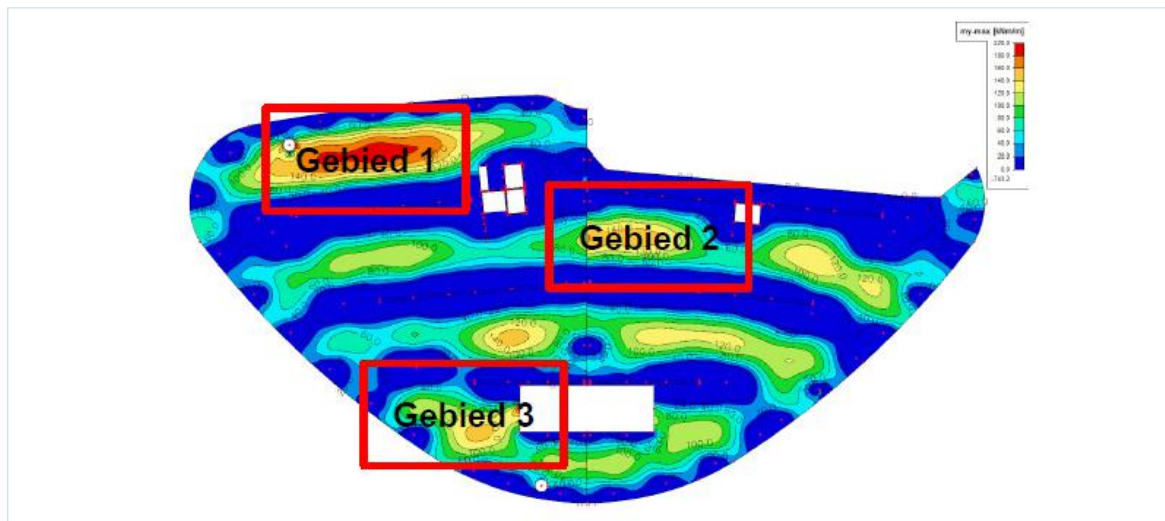
Naast de genoemde scheuren en de niet verklaarde verspringing in breuklijn, zijn over de gehele lengte van breuk 2 aan de onderzijde van het in situ beton verschillen te zien die wijzen op verschillen in het aanhelen van de breedplaat met het in situ beton. Plaat 1062 laat zien dat de aanhechting is losgescheurd, terwijl plaat 1061 in het geheel is gelost na het bezwijken.



Figuur 12.

4.2 Stap 2: Praktische test bouwdeel 4-A

Op grond van de resultaten van het aanvullend rekenkundig onderzoek door BAM A&E, werd door BAM aangenomen dat het gebouw ten minste drie gelijke zwakke vloerdelen kende. Daarbij bestond bij deze partij het vermoeden dat deze delen direct bij beroering zouden instorten, zo ook het gelijke vloerdeel van parkeerdek 4 in bouwdeel A (gebied 1).



Figuur 13.

Tijdens de sloop van dit bouwdeel is met behulp van 165 tons³ sloopkraan de vloer statisch en dynamisch belast. Op de gelijke wijze waar in bouwdeel B de initiatiebreuk is verondersteld, is tijdens de statische test de vloer belast met een maximale last van ca. 60 ton. De belasting is opgebouwd uit het eigen gewicht van de delen van de kraan, welke, om de maximale kracht te kunnen ontwikkelen, de tracks aan de voorkant van de kraan heeft losgedrukt. Ondanks deze belasting deed de vloer niets.

Vervolgens is de vloer dynamisch belast, en is op de vloer met de hydraulische breker (ca. 21 ton, som van gewicht bomen en breker) gebeukt. Anders dan de schokgolven van de klap, had dit geen impact op de vloer of het gebouw. Wel waren de schokgolven van de impact in de omgeving goed voelbaar.

De testopstelling was als volgt: om de twintigmeterzone te respecteren, is eerst de kop van bouwdeel A gesloopt. Vervolgens is de kraan, met behulp van het gidsen vanuit hoofdgebouw van Eindhoven Airport en met behulp van de eigen camera, in positie gemanoeuvreed.

Beide testen, de statische en dynamische test, zijn drie keer uitgevoerd, zonder het beoogde resultaat, te weten het verwachte bezwijken van de vloer.

3 Eigen gewicht 90 ton, contra gewicht 24 ton, boom en middenarm 24 ton, derde boom 24 ton, crusher 2.5 ton = 164.5 ton.

Onderstaande opname is gemaakt vanaf de vijfde etage van het kantoor van Eindhoven Airport en geeft een beeld op de het vloerveld van bouwdeel A vloer 4.



Figuur 14.

Noot: In het verloop van de sloop is op een tweetal momenten wel een instorting veroorzaakt die de gelijkenis vertoonden van de instorting van vloerveld 4 van bouwdeel B. Echter, in deze gevallen was de vloer, en dus ook de ponswapening rondom de kolommen, vooraf doorgeknipt, waarna ook ondersteunende kolommen werden doorgeknipt. Door het ontbreken van ondersteuning en de reactiemoment kantelden de vloeren en volgde de instorting deels hetzelfde patroon als bij de eerste instorting. Dit gebeuren en de beschreven werkwijze is op beeld vastgelegd.

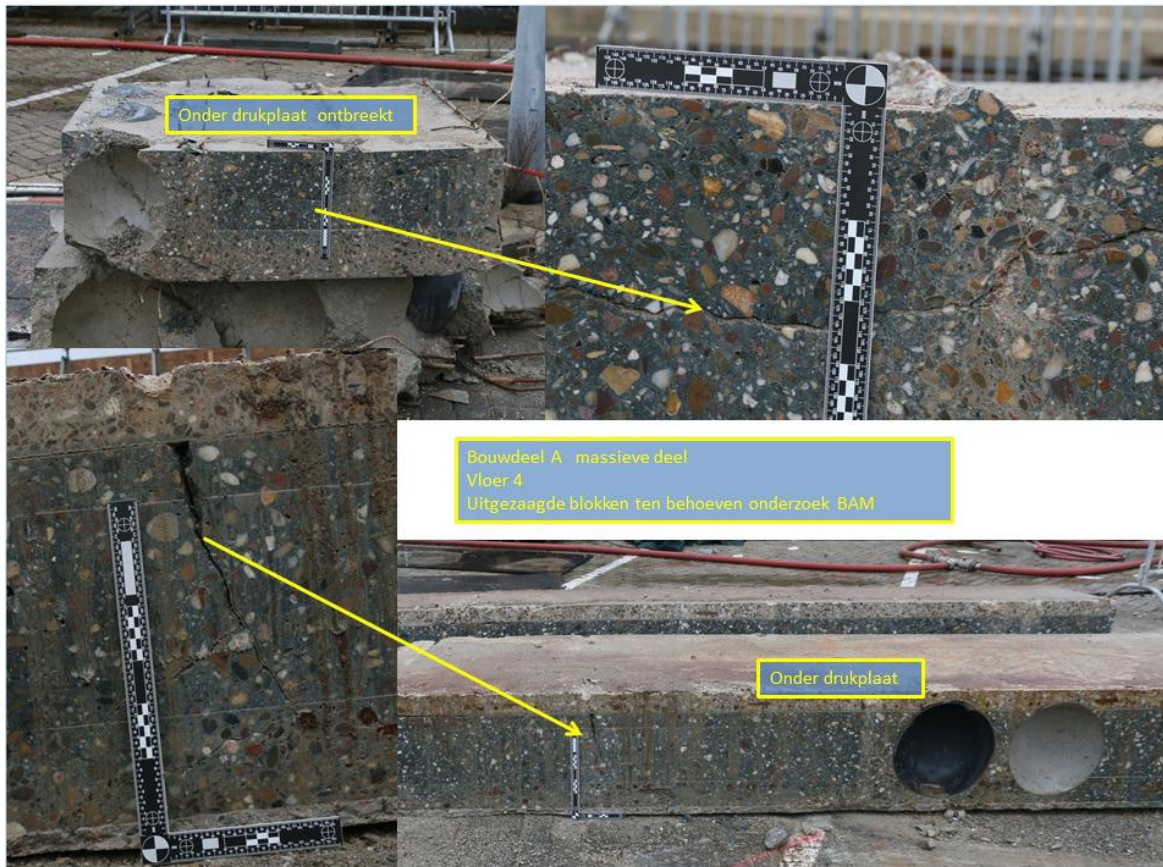
4.3 Stap 3: Sloop bouwdeel - A



Figuur 15.

Tijdens het slopen van bouwdeel A zijn naast het uitvoeren van de beschreven test een aantal zaken opgevallen. Allereerst verliep het slopen in tegenstelling tot de verwachting erg moeizaam. Met name in het bovendeel werd extra, niet in de tekeningen opgenomen, bovenwapening aangetroffen. De extra bovenwapening kwam overeen met in het onderzoek aangetroffen wapeningsfoto's, en uit meerdere verklaringen en de buigstaten.

Ook werd bij het kraken van vloer 1 in bouwdeel A een breedplaat aangetroffen die zeer glad was en zeer beperkte sporen van aanhelen vertoonde. Daarnaast was ook te zien dat bij het storten in het werk bollen zijn opgedreven. Hierbij werd beton onder de bollen aangetroffen.



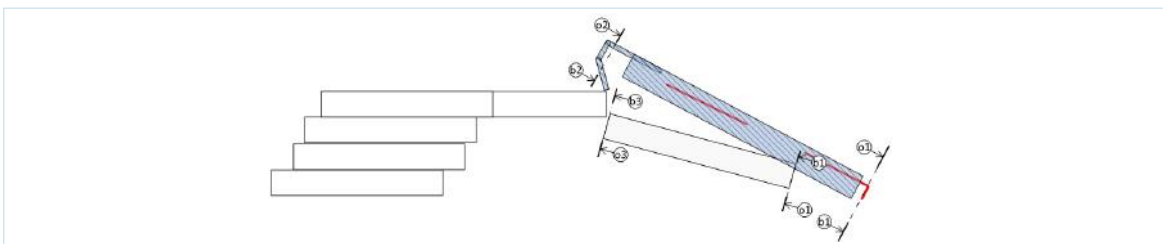
Figuur 16.

Voor aanvullend eigen onderzoek van BAM A&E, en op verzoek van de firma Hilti AG, zijn uit bouwdeel A vloerdelen genomen waaruit blokken zijn gezaagd.

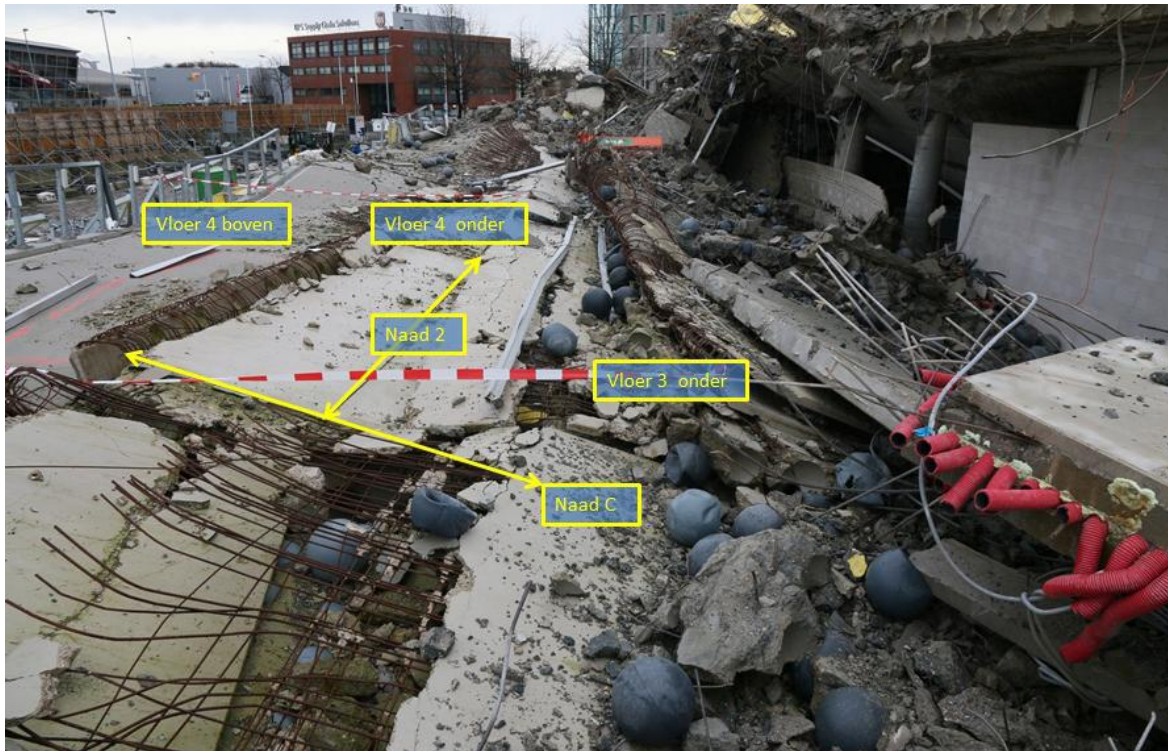
Hoewel niet is geduid uit welk vloerdeel [bouwdeel A vloer 3 veld 1-2, of vloer 4 veld 1-2] de blokken komen, zijn ook hier scheuren en breuken te zien. De scheuren zetten niet in de breedplaat door.

Naast de scheuren die van boven naar beneden lopen, zijn ook scheuren aangetroffen die horizontaal lopen.

4.4 Stap 4: primaire puinveld ongeroerd na de instorting gezien vanuit snede A-A

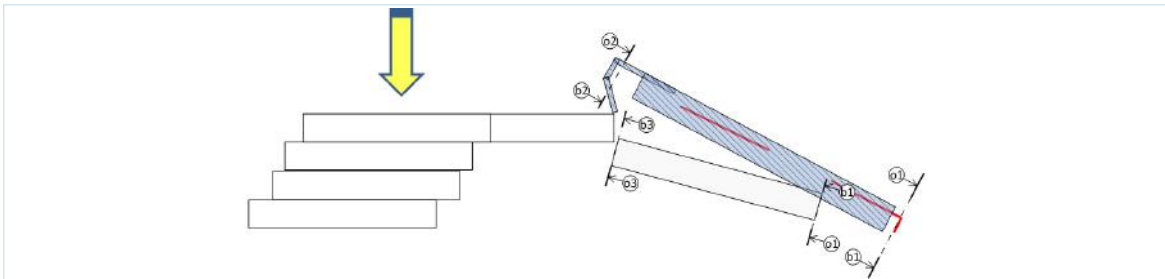


Figuur 17: Oriëntatie van de breukdelen gezien vanuit snede A-A



Figuur 18.

Bovenstaande foto geeft een overzicht van de neergekomen en groteerde vloerdelen. In het midden bevindt zich het uitgebroken en groteerde vloerdeel 4. Dit bevindt zich onder en tussen het deel tussen de breuken 1 en 2. Links is de bovenzijde van vloer 4 aan de terminalzijde zichtbaar, dat verticaal naar beneden is gekomen.



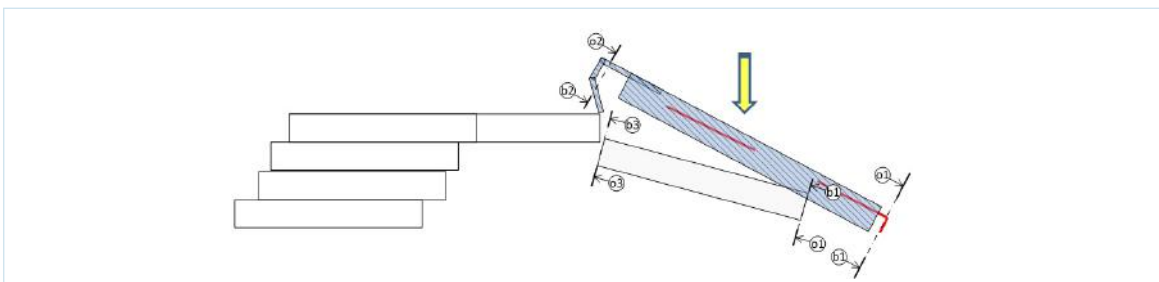
Figuur 19: Oriëntatie van de breukdelen gezien vanuit snede A-A



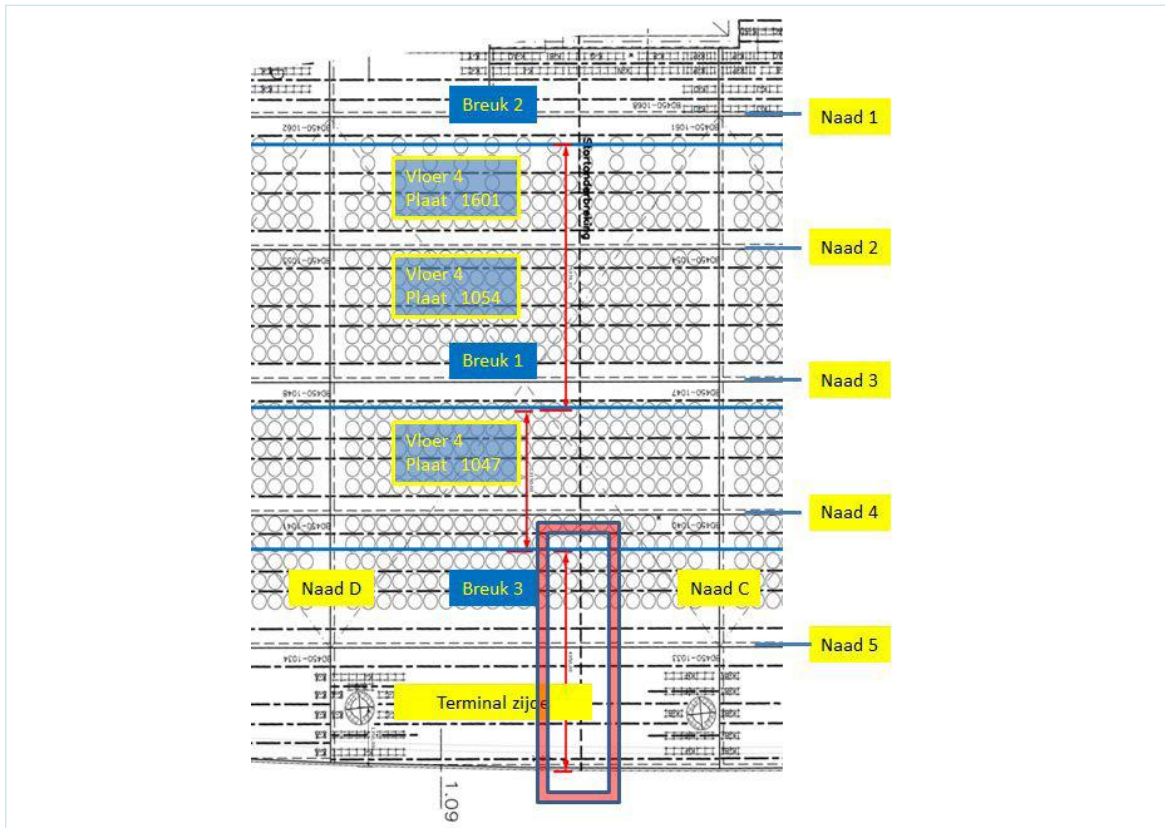
Figuur 20.

Bovenaanzicht van de neergekomen en geroteerde vloerdelen, met in het midden naad 2. Ondanks de grote impact als gevolg van het neerkomen, is de naad volledig intact, en is de verbinding tussen de breedplaten onderling en het in situ beton onberoerd. Hieruit wordt geconcludeerd dat er dus geen sprake was van onthechting.

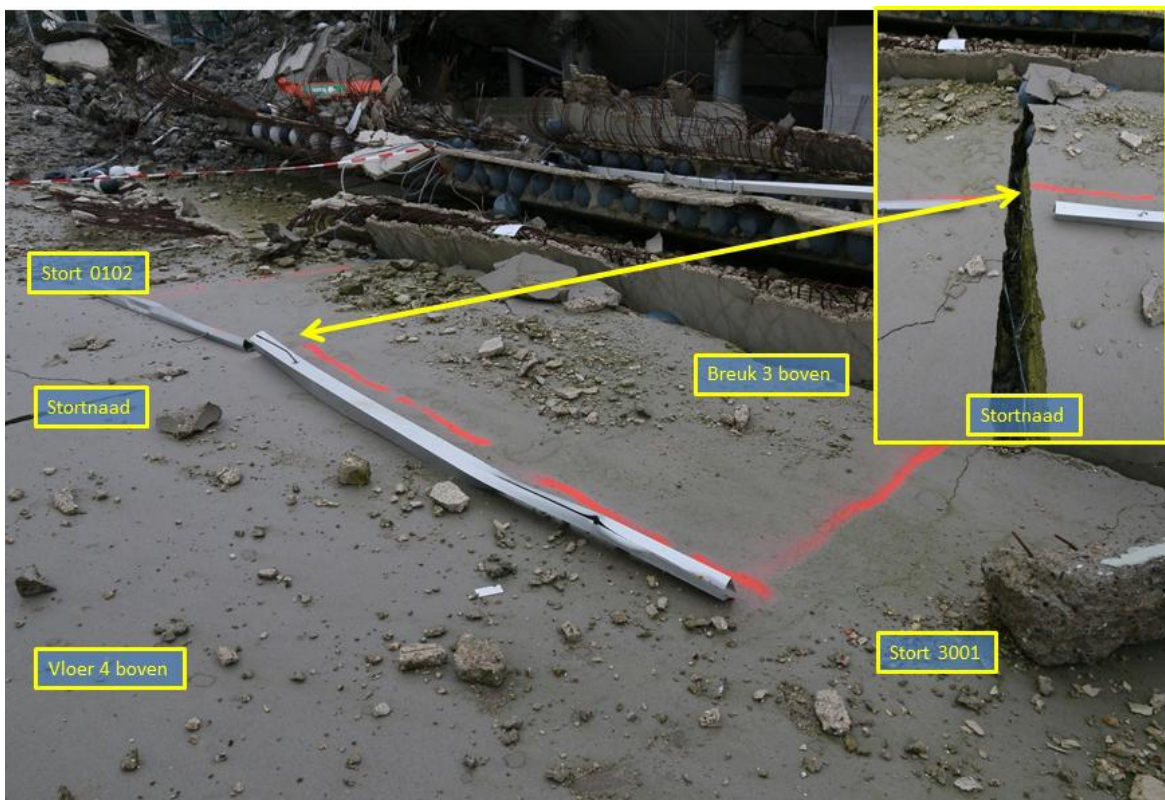
4.5 Stap 5: primaire puinveld ongeroerd na de instorting, gezien vanuit terminalzijde



Figuur 21: Oriëntatie vanaf de gestapelde vloer 4 (terminalzijde) met in de uitsnede de breuk in de stortnaad.

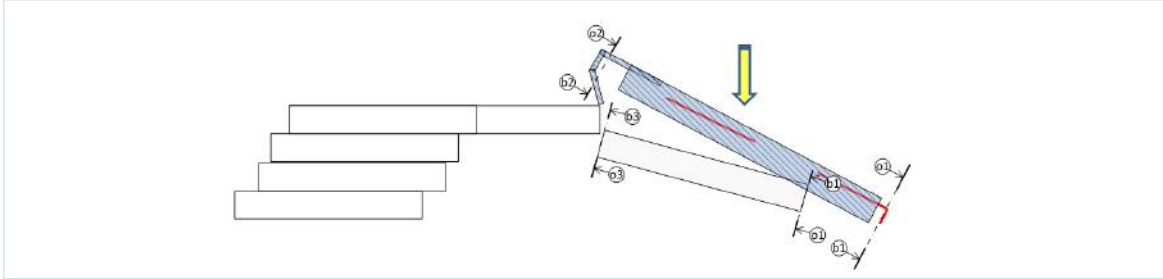


Figuur 22.

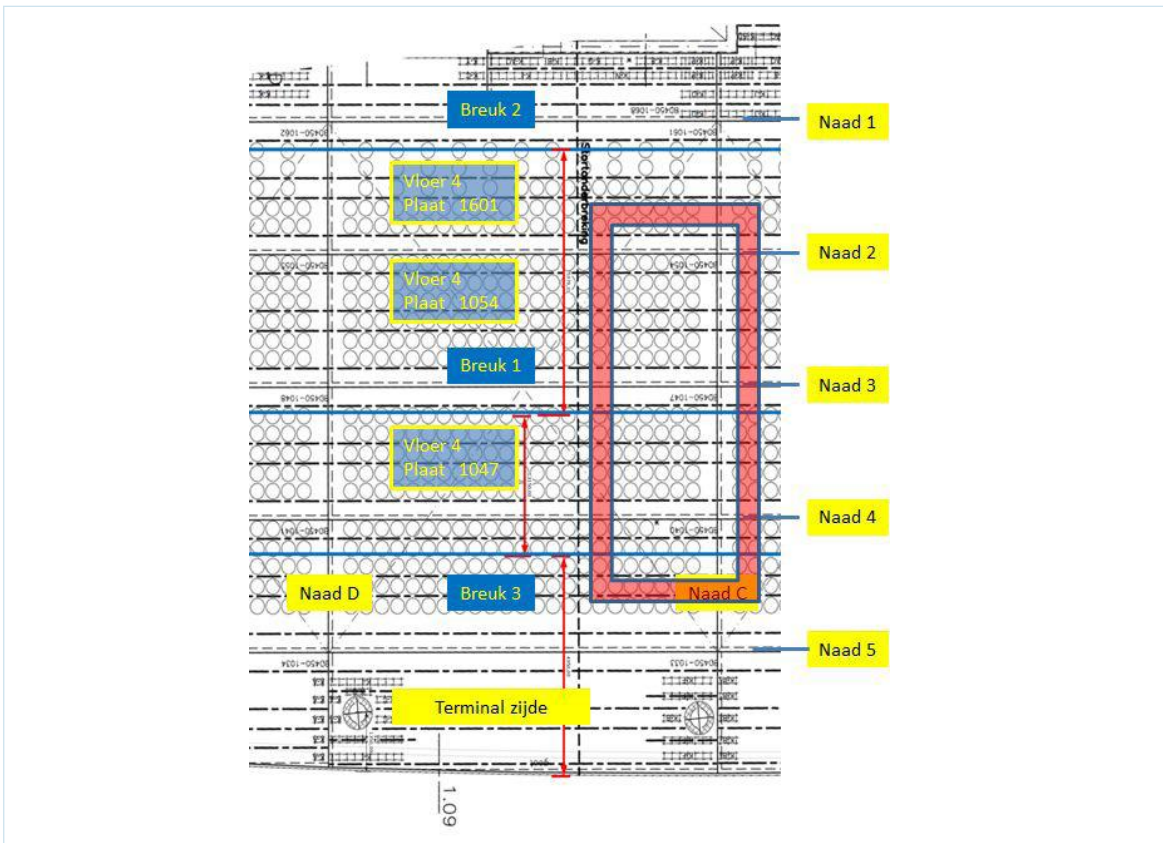


Figuur 23.

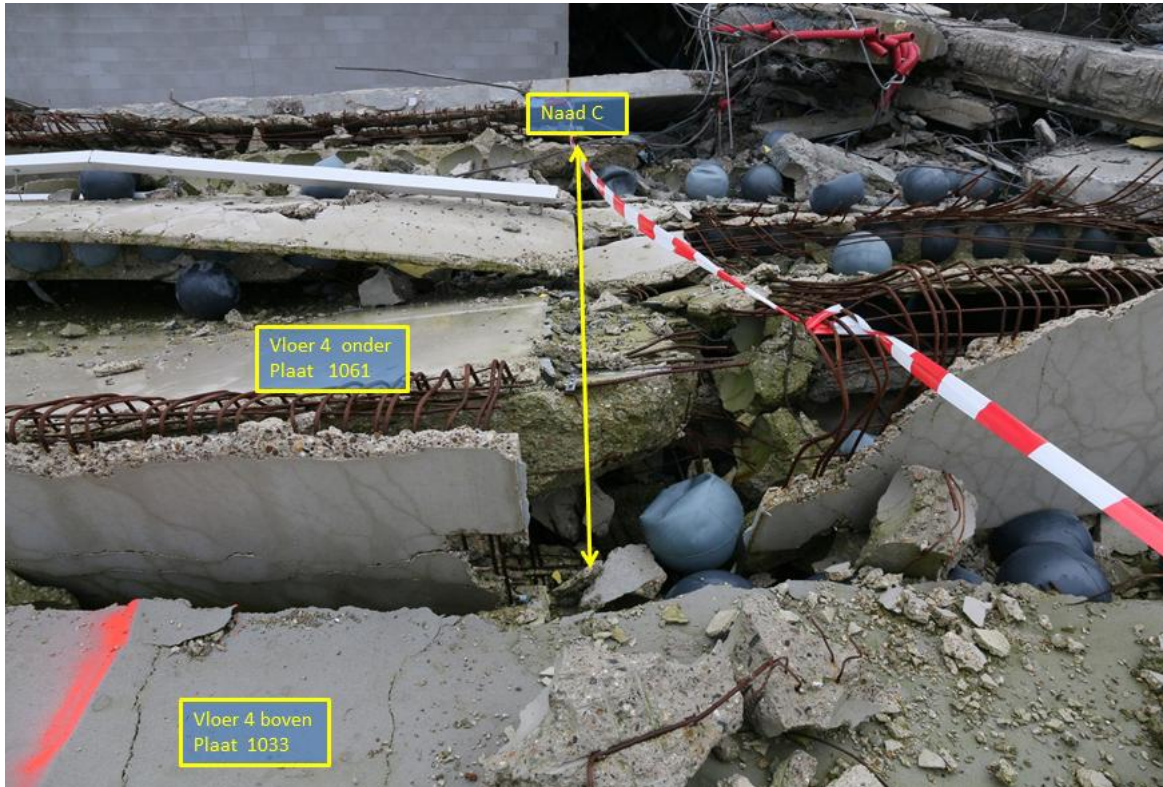
Tijdens het bezwijken zijn de vloerdelen gestapeld op elkaar gekomen, en heeft een beperkte zijdelingse verplaatsing plaatsgevonden. De in situ betondelen, samen met de breedplaat (binnen de rode markering), zijn later voor aanvullend onderzoek in het veld uitgezaagd en uitgenomen. De stortnaad is de fysieke scheiding tussen de opstort op 30 januari en 1 februari.



Figuur 24: Oriëntatie van de breukdelen gezien vanaf de gestapelde vloer 4, ter hoogte van naad C.

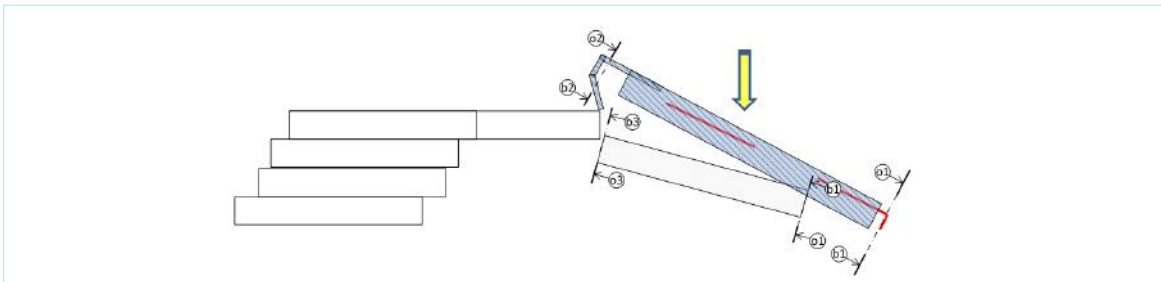


Figuur 25.

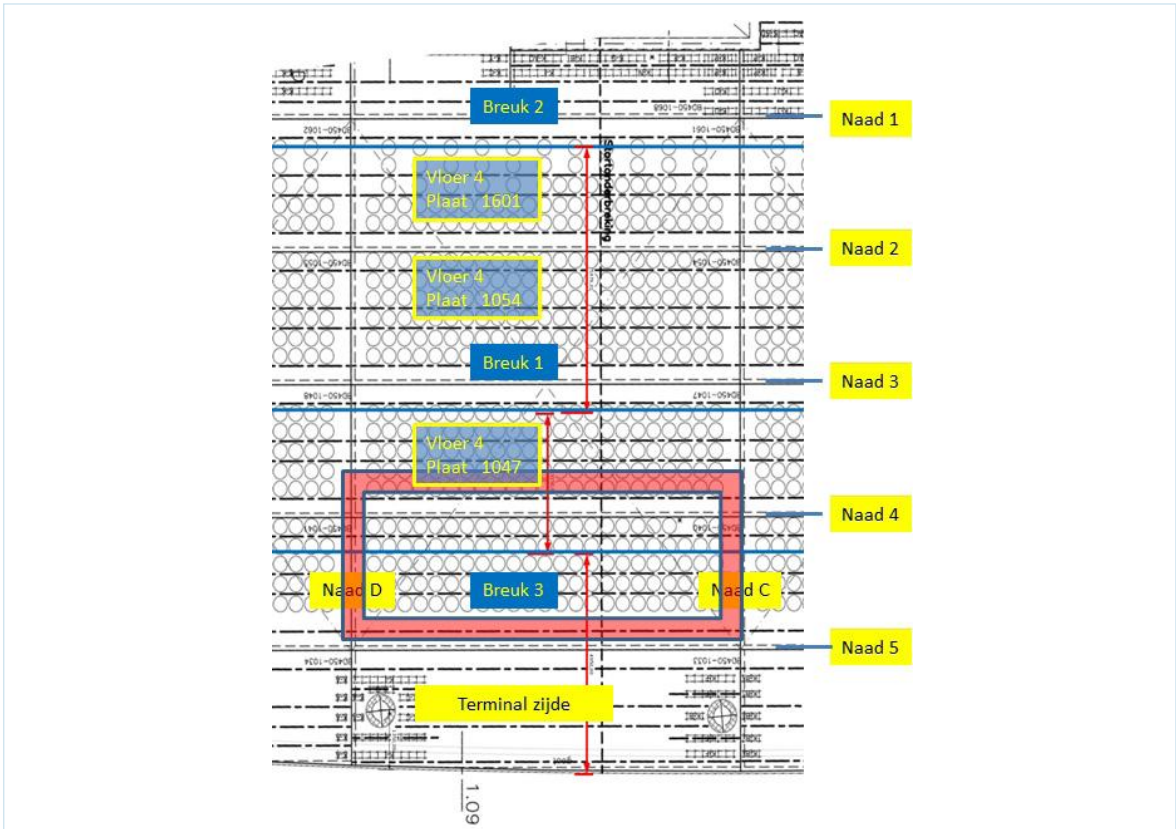


Figuur 26.

Tijdens het roteren van vloerdeel 4 is de val gestopt bij het raken van de grond van het vloerdeel op breuk 1. Vervolgens is door de hoge energie het einddeel van het vloerveld omgeslagen, waarbij het in situ beton en het beton van de breedplaat zijn verbrijzeld door de klap. Dit heeft in het vloerdeel breuk 3 veroorzaakt.



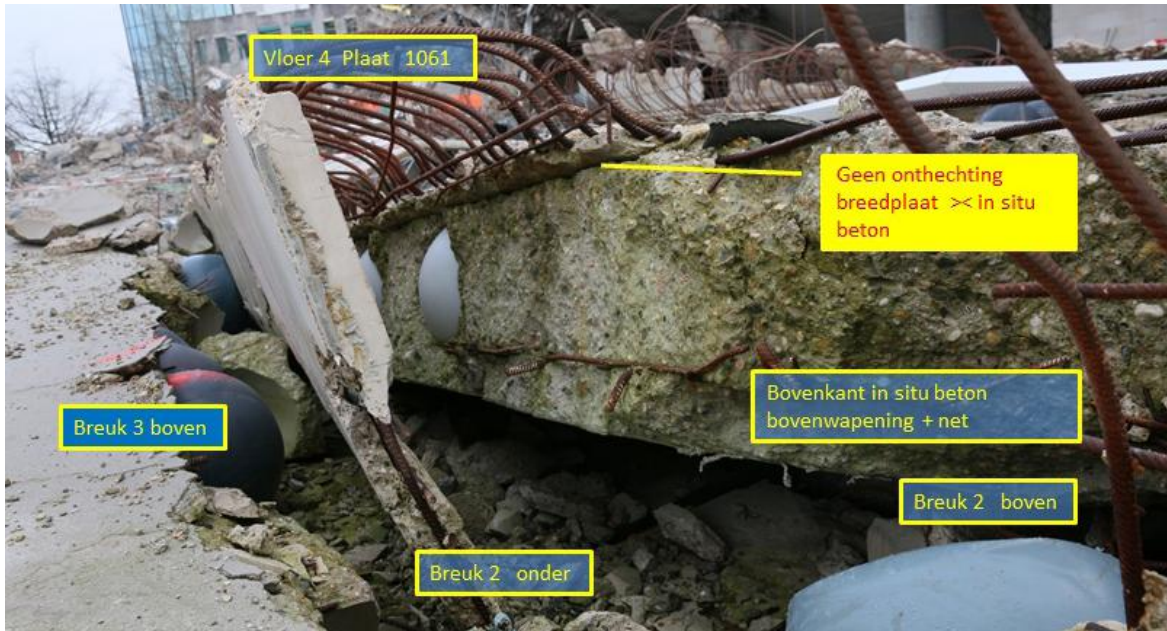
Figuur 27: Oriëntatie van de breukdelen aan de zijkant vanuit snede A-A. Foto genomen vanaf naad C.



Figuur 28.



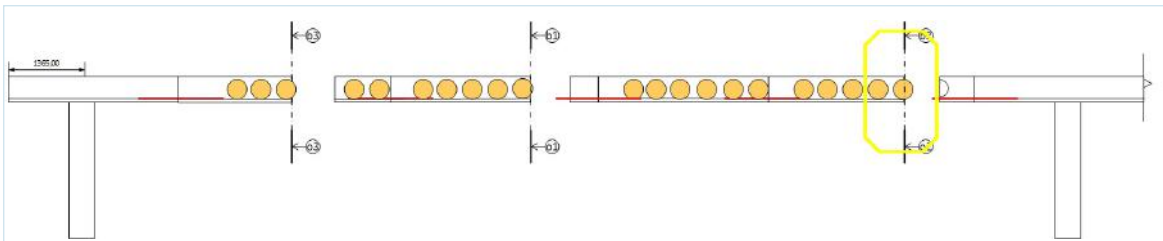
Figuur 29.



Figuur 30.

Bovenstaand beeld toont het detailzijaanzicht van het door de hoge energie omgeslagen vloerdeel van vloer 4, wat vervolgens breuk 3 op het vloerdeel aan de terminalzijde heeft veroorzaakt. Het eerste deel ter hoogte van breuk 2 mist het in situ beton en ook deels het beton van de breedplaat. Daarentegen is de breedplaat ondanks de impact van de val niet losgekomen van de opstort.

4.6 Stap 6: primaire puinveld geroerd, puin op vloer 3 weggehaald gezien vanuit snede A-A



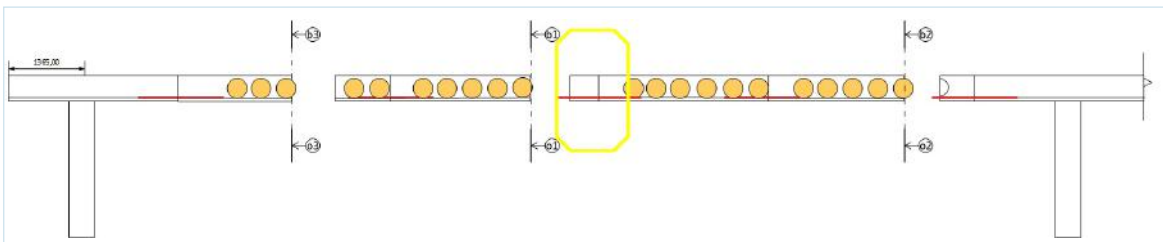
Figuur 31: Oriëntatie van de breukdelen van vloer 3 gezien vanaf snede A-A



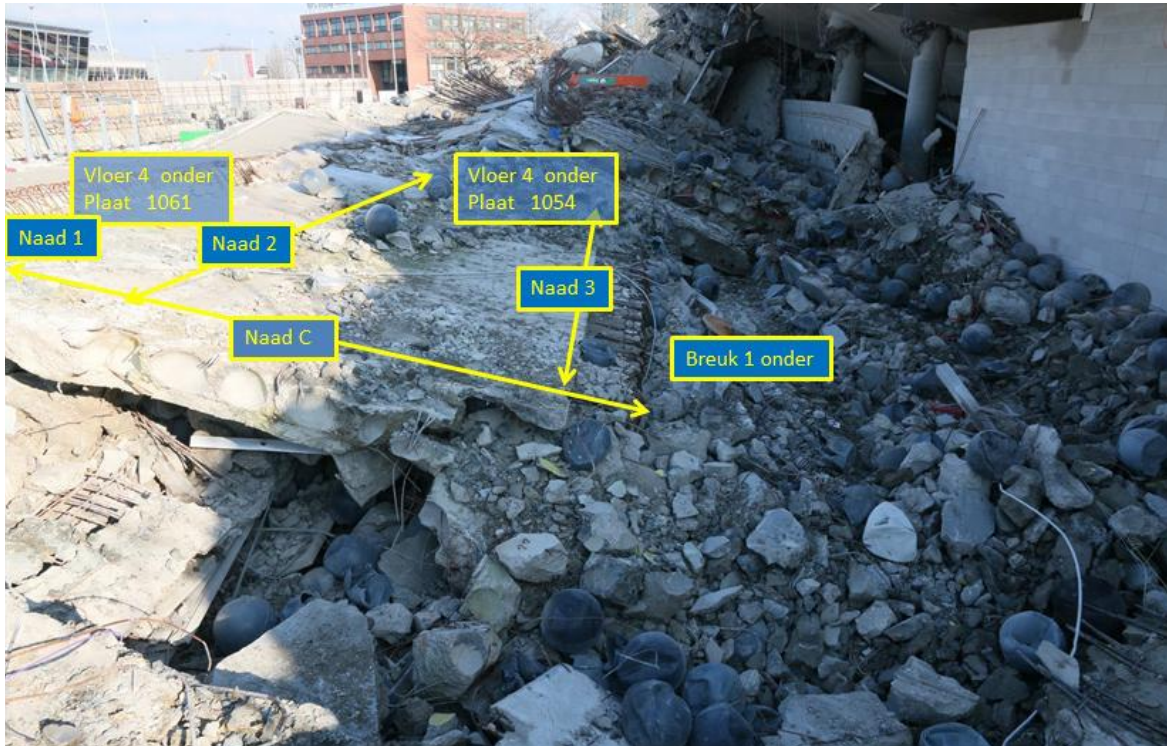
Figuur 32.

Tijdens het 'afpellen', is eerst het geroteerde vloerdeel van vloerlaag 3 blootgelegd. Dit deel heeft gelijke afmetingen als het vloerdeel 4 tussen breuk 1 en 2. Vastgesteld is dat vloer 3 ook gebroken is op de eerste bollenrij. Te zien is dat koppelwapening in het beton homogeen ingesloten ligt in het in situ beton. Het breukvlak verschilt uiterlijk sterk met het vloerdeel van vloerlaag 4.

4.7 Stap 7: primaire puinveld geroerd, vloer 3 weggehaald, gezien vanuit snede A-A



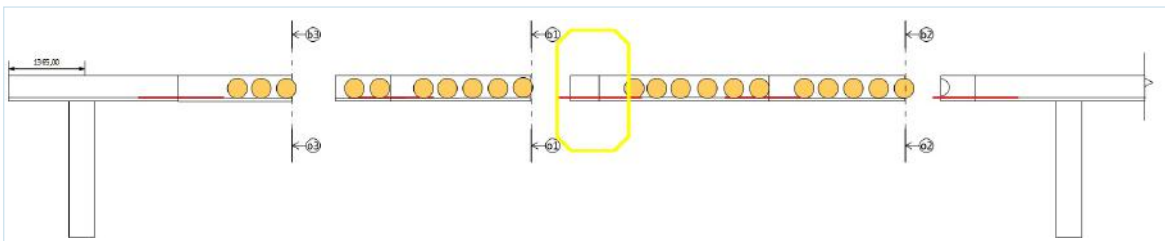
Figuur 33: Oriëntatie van de breukdelen van vloer 4 gezien vanaf snede A-A



Figuur 34.

Tijdens het roteren van vloerdeel 4 is de val gestopt bij het raken van de grond. Vervolgens is de vloer doorgeslagen en als gevolg van de hoge energie is door de zwaai het einddeel van het vloerveld (breuk 1) omgeslagen. Deze heeft na de doorzwaai vervolgens breuk 3 veroorzaakt.

4.8 Stap 8: primaire puinveld geroerd, vloer 4 vrij liggend

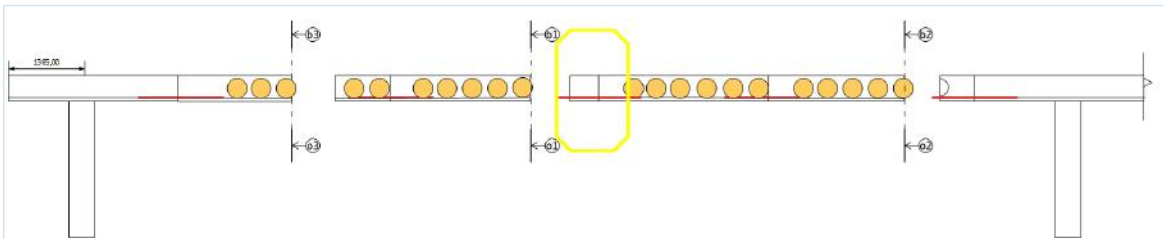


Figuur 35: Oriëntatie van de breukdelen van vloer 4, gezien vanaf de onderzijde ter hoogte van breuk 1



Figuur 36.

De opname toont breuk 1 in vloerdeel 4. De breuklijn is gelegen in de lengterichting over de centerlijn van de eerste bollenrij. De koppelwapening is conform de tekening aangetroffen. Plaat 1054 is ondanks de impact volledig verbonden met het in situ beton.



Figuur 37: Oriëntatie van de breukdelen van vloer 4 gezien vanaf breuk 1 onder



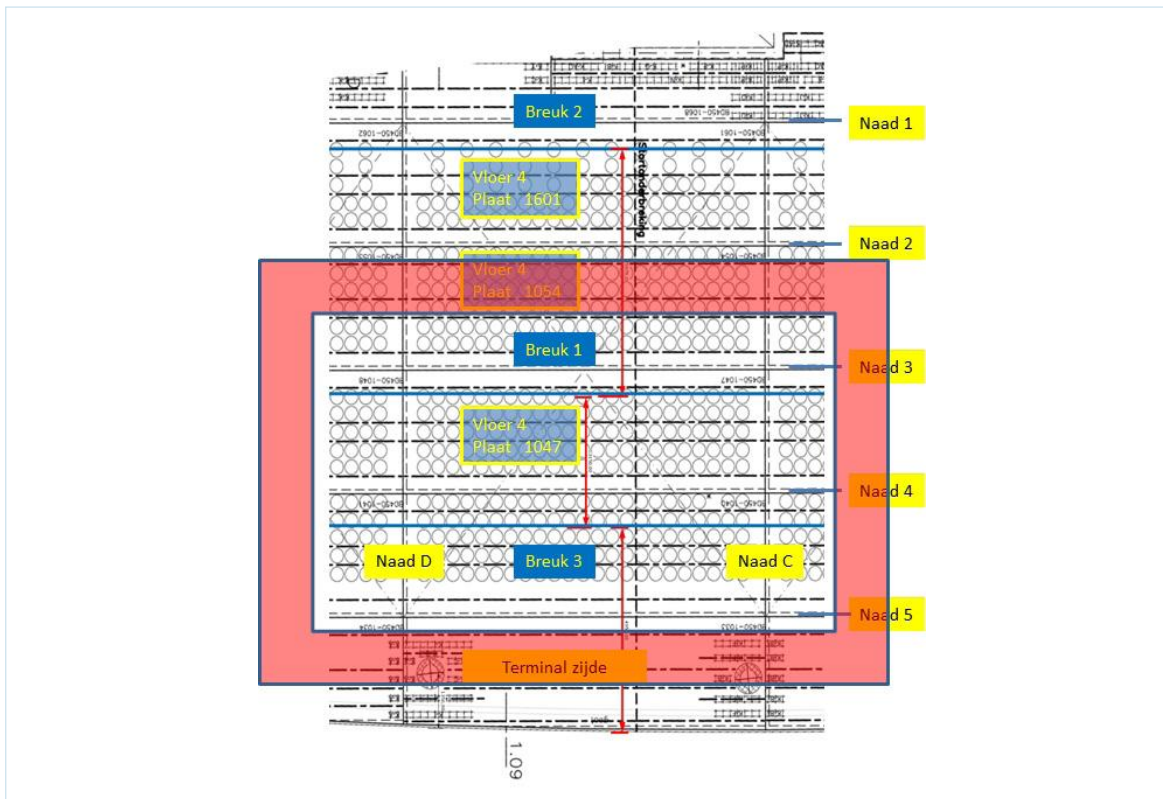
Figuur 38.

In detail: het geroteerde deel bestaat uit twee breedplaten. De koppelwapening in de onderwapening is conform de onderwapeningtekening aangetroffen en bedraagt $3 \times \varnothing 16 \text{ mm} \times 1 \times \varnothing 14 \text{ mm}$, waarbij de lengte van de wapening overal nagenoeg gelijk was.

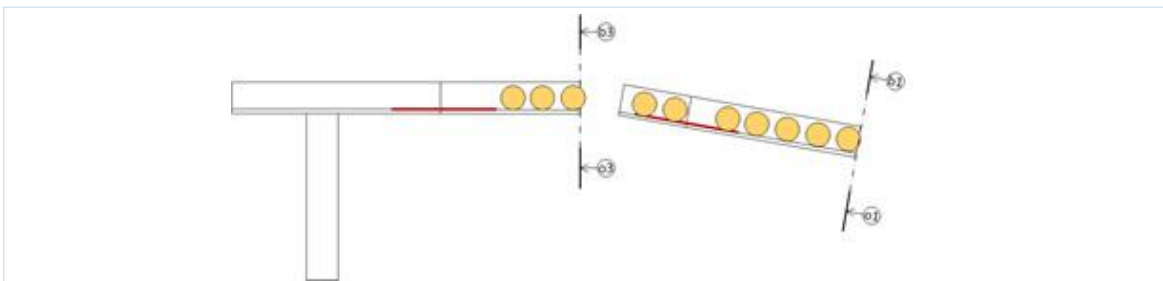
Door de impact van de val is de onderkant van het vloerdeel verbrijzeld, en is de wapening door de val gelijkvormig omgebogen. Ook is te zien dat er afschuiving heeft plaatsgevonden tussen de tralieligger van de onderkorf van de wapening en op het haaks geplaatste onderliggende wapeningsstaal (zie de rode kruizen in bovenstaande afbeelding).

Noot: In de loop van het onderzoek is vastgesteld dat extra bovenwapening is aangebracht, buiten de tekening om. Tijdens het veldonderzoek is hier naar gezocht, maar in de bovenzijde is anders dan het wapeningnet geen extra/overmatige bovenwapening aangetroffen $\varnothing 8 \text{ mm} \times 6000$. Deze wapening bleek buiten de tekening om toegepast als vulling tussen de koppelnetten tussen de breedplaten ter hoogte van de toog (naad 3) om de netten beloopbaar te maken.

4.9 Stap 9: primaire puinveld geroerd, gevallen en grotendeels vloer 4 weggehaald



Figuur 39.



Figuur 40: Oriëntatie breukdelen van vloer 4 tussen breuk 1 en breuk 3 na het weghalen van het grotendeels vloerveld 4.



Figuur 41.

Te zien is dat door de impact van het neerkomen van het geroteerde vloerdeel 4 het deel met onder andere plaat 1047 dat vastzat aan plaat 1040, afgebroken is op breuklijn 3. Door de hoogte is dit deels naar beneden afgeschoven.



Figuur 42: Oriëntatie van de breuk 3 in vloer 4 gezien in de richting van de terminal.

Bovenstaande afbeelding geeft een beeld van de situatie haaks op breuk 3 ter hoogte van de stortnaad van vloer 4. Door de impact van de klap is de opstort losgekomen van de breedplaten. In het in situ deel van 01-02 zijn twee verticale scheuren vastgesteld waarvan het niet aannemelijk is dat hier sprake is van gevolgschade door de val.



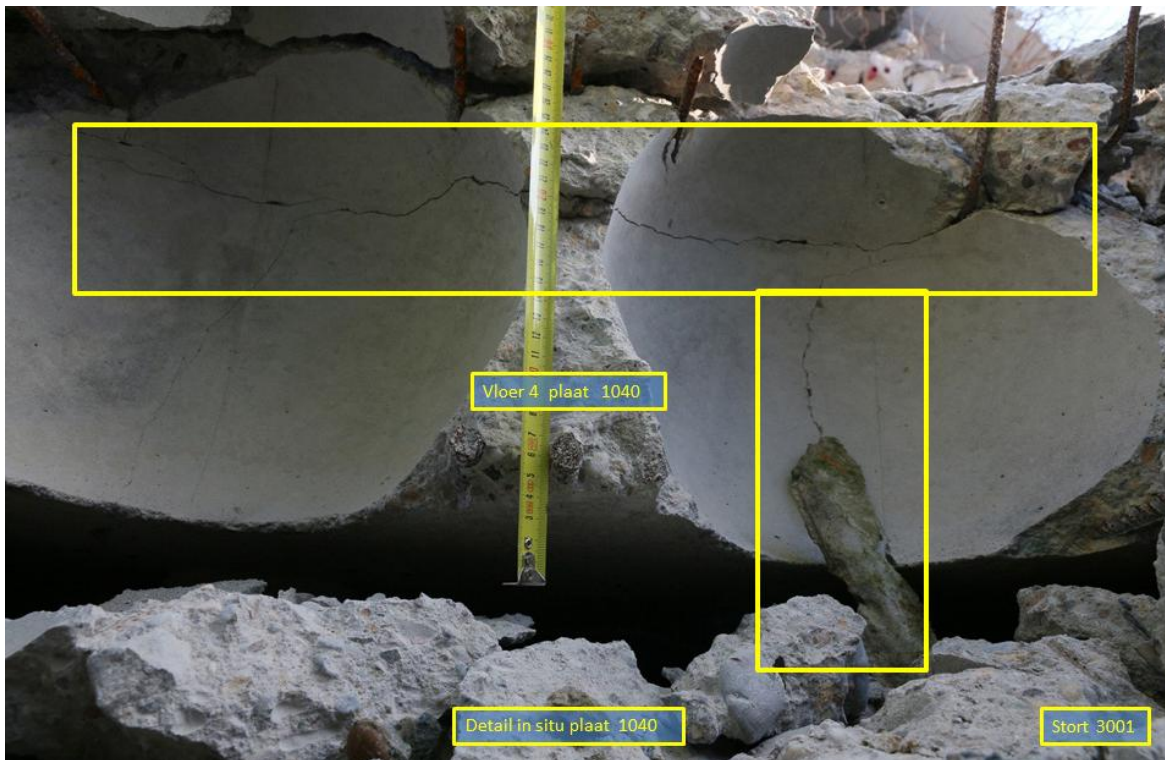
Figuur 43.

Detail van de verticale scheuren die haaks, en daarmee a-typisch, op de impact richting en/of val richting staan.

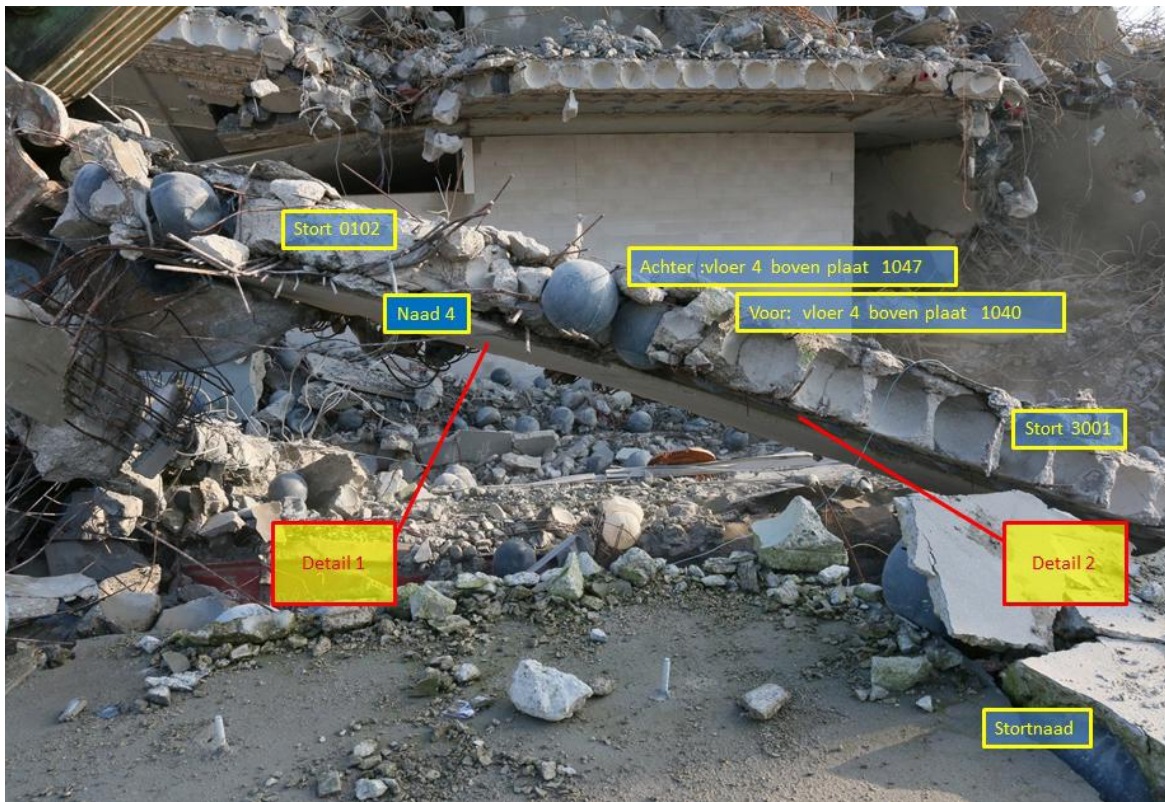


Figuur 44: Oriëntatie vloerveld 4 tussen breuklijn 3 en breuk 1 gezien vanaf de terminal.

Het zicht haaks op breuk 3, staand op vloer 4, gezien vanaf de terminal. Door de impact van de klap is de opstort losgekomen van de breedplaten. Bij inspectie zijn in het in situ deel verticale en horizontale scheuren vastgesteld (zie onder).

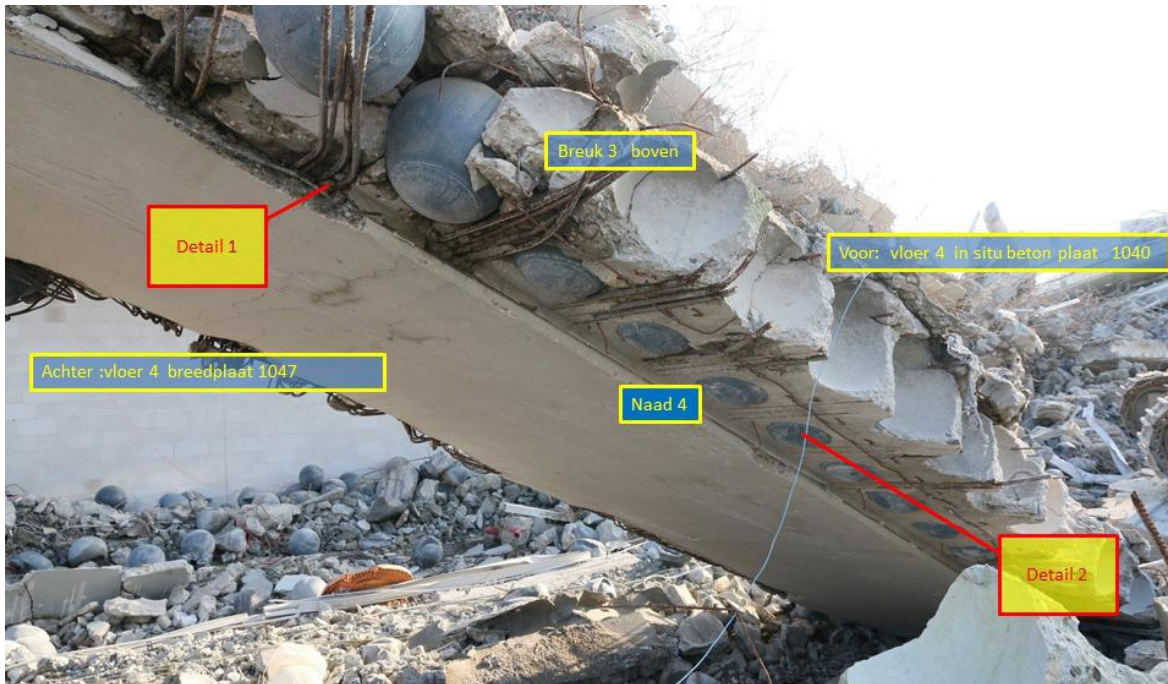


Figuur 45: Oriëntatie vloerveld 4 tussen breuklijn 3 en breuk 1, gezien vanaf de terminal.



Figuur 46: Loodrecht aanzicht op breuk 3 op vloer 4, gezien vanaf de terminal tijdens het optillen.

Door de impact van de klap is de opstort losgekomen van de breedplaten. Opvallend is dat in het deel van stort 3001 de koppelwapening ingesloten ligt in het in situ beton, terwijl het deel van de stort op 01-02 een ander schadebeeld heeft, dat niet overeenkomt met het schadebeeld van de onderliggende breedplaat.



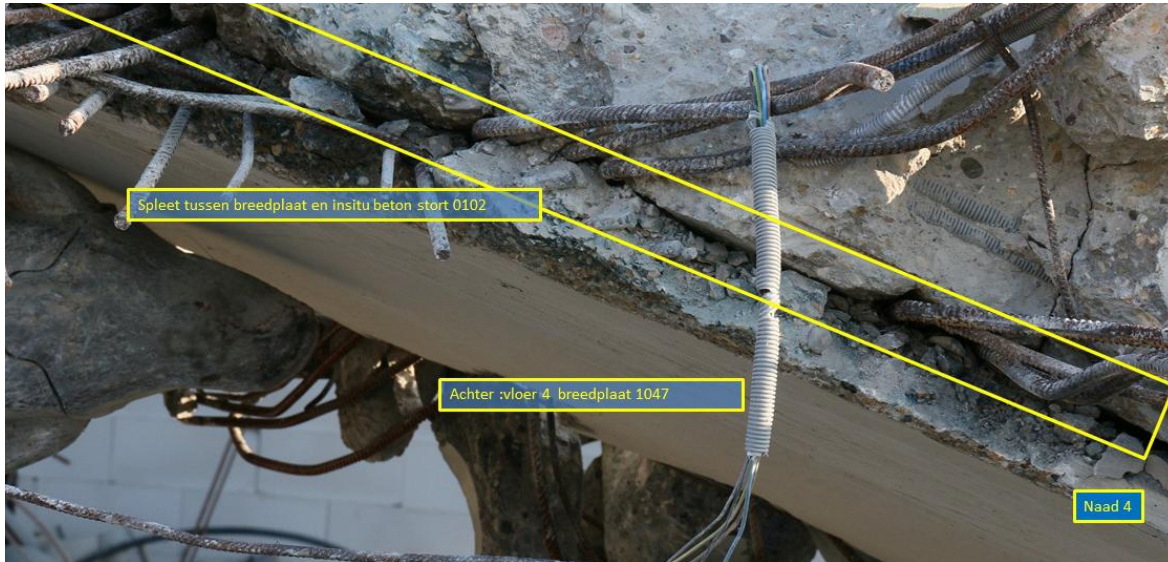
Figuur 47: Oriëntatie vloerveld 4 tussen breuklijn 3 en naad 4 gezien vanaf onderkant ter hoogte van de stortnaad.



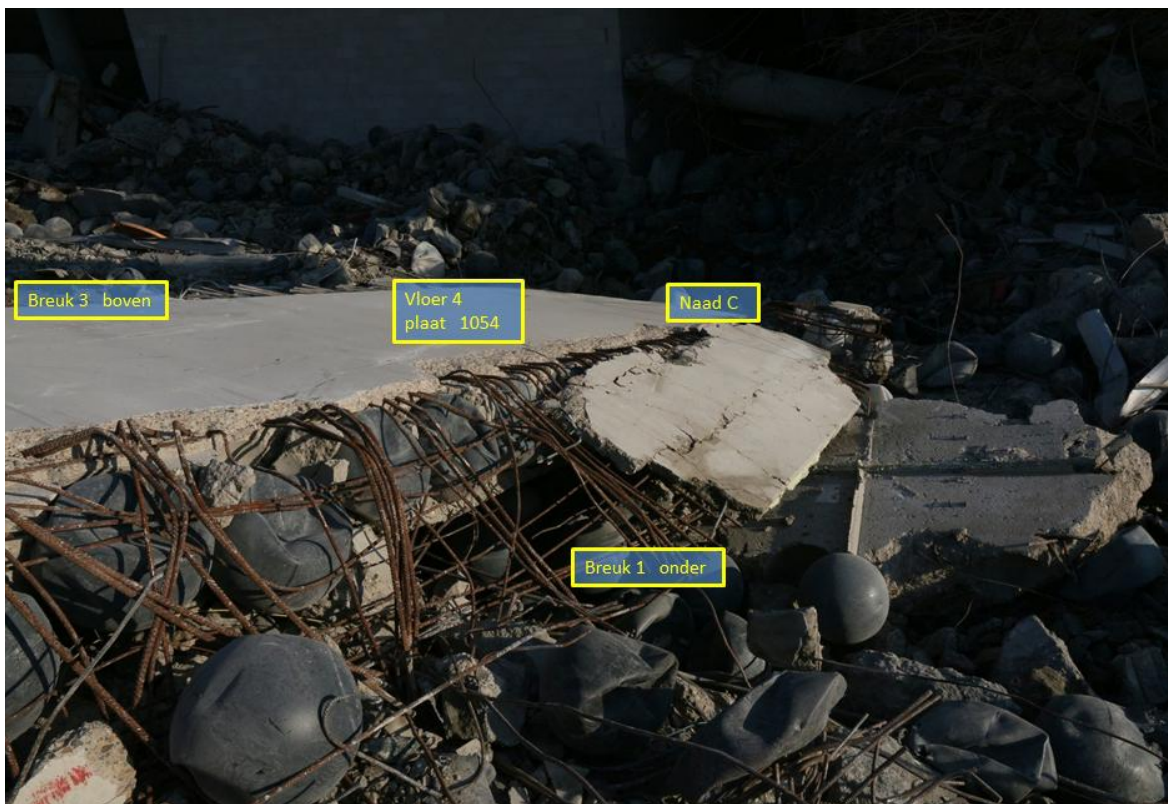
Figuur 48: Oriëntatie detail vloerveld 4 tussen breuklijn 3 en naad 4 gezien vanaf onderkant ter hoogte van de stortnaad.

Detail van de overgang van het stortgedeelte, waarbij scheuren in het insitu beton waarneembaar zijn die parallel lopen aan de stortnaad. Kleine scheurtjes zijn ook waarneembaar in de breedplaat, maar manifesteren zich daar beduidend minder.

Op onderstaande foto is links een opmerkelijk verschil waarneembaar in de opstort. In de stort van 1 februari zit ruimte tussen de opstort en de breedplaat.



Figuur 49: Oriëntatie vloerveld 4 tussen breuklijn 3 en breuk 1 gezien vanaf de onderkant na optillen.



Figuur 50: Oriëntatie vloerveld 4 gezien vanaf de onderkant van breuk 1.

Door het neerkomen is de onderkant van plaat 1054, zoals eerder beschreven, verbrijzeld. De vereiste wapening in de breedplaat, evenals delen van de koppelwapening zijn aangetroffen. Langere lengtes $\varnothing 8 \times 6000$, bedoeld als vulling voor de koppelwapeningsnetten van de bovenwapening zijn echter niet aangetroffen.

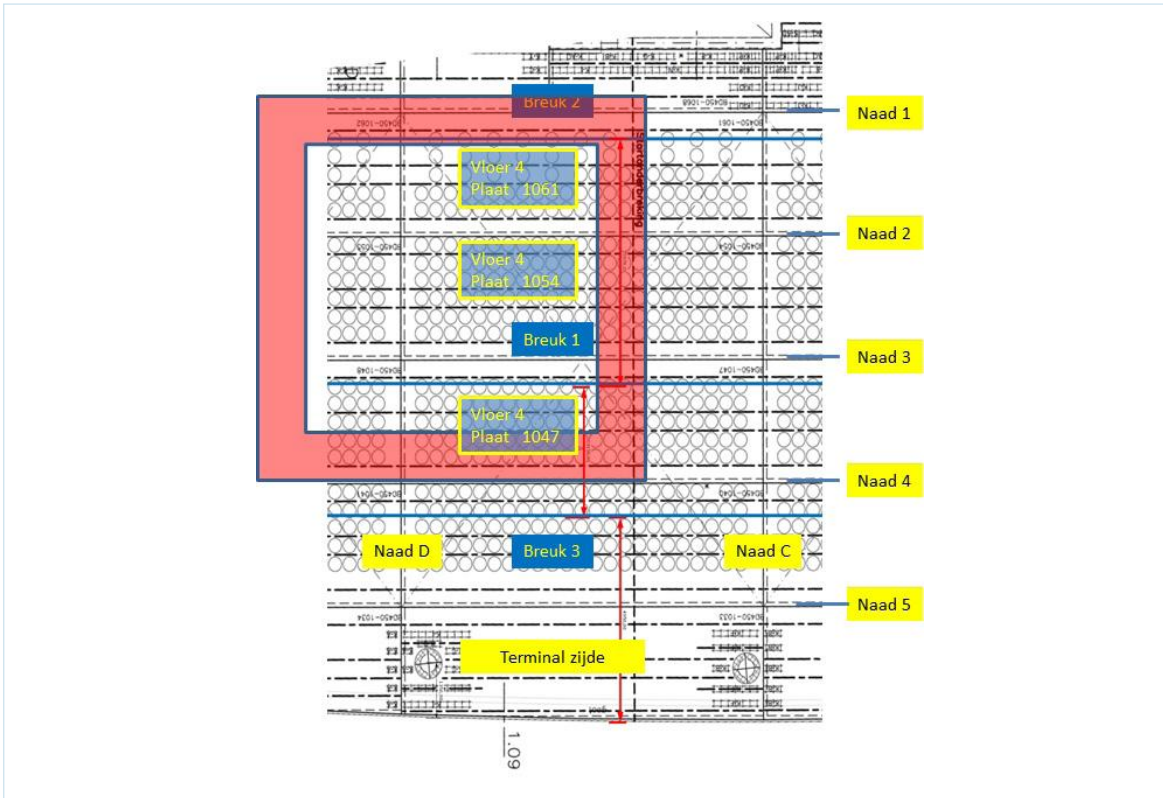
Noot: In de loop van het onderzoek is vastgesteld dat extra bovenwapening is aangebracht, buiten de tekening om. Tijdens het veldonderzoek is hier naar gezocht, maar in de bovenzijde is anders dan het wapeningnet geen extra/overmatige bovenwapening aangetroffen $\varnothing 8 \text{ mm} \times 6000$. Deze wapening is buiten de tekening om toegepast als vulling tussen de koppelnetten tussen de breedplaten ter hoogte van de toeg (naad 3) om de netten beloopbaar te maken.



Figuur 51.

Detail 2: voor de oriëntatie, zie blz. 32. Het betreft hier de opstort van 30-01. De koppelwapening is homogeen ingesloten in het in situ beton. Wel is door de impact van de val het (gedeeltelijk) losbreken van de koppelwapening te zien.

4.10 Stap 10: primaire puinveld delen vloer 4 weggehaald, vastgesteld afwijking maatvoering



Figuur 52: Oriëntatie vloervelden vloer 4 ter hoogte naad D op het kruis van de platen 1054-1061/1053-1060.



Figuur 53.

Na het weghalen van de vloerdelen is ter hoogte van naad D en naad 2 een hoogteverschil van ca. 23 mm vastgesteld in het in situ beton. Gelet op de vlakheid van de opstort en het nog aanwezige gestolde purschuim is dit verschil alleen terug te brengen op: 1 - een hoogteverschil veroorzaakt door het stellen van de breedplaat; of - waarschijnlijker - 2 - een dikteverschil in breedplaten als gevolg van de toegestane tolerantie ($\pm 10\text{mm}$ per plaat 1060 te dun?).

4.11 Stap 11: Uitname in situ beton, ter hoogte van de stortnaad, ten behoeve van aanvullend onderzoek

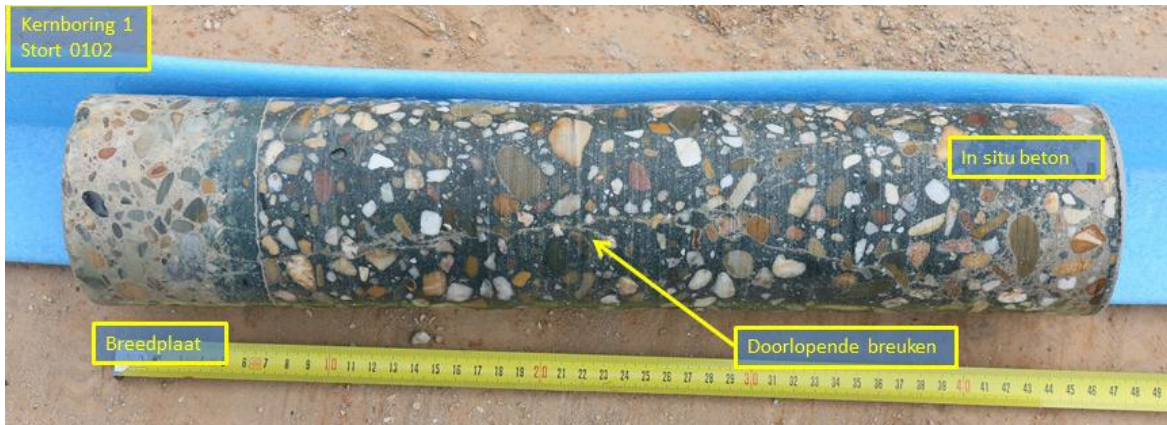


Figuur 54.

Ter hoogte van de stortnaad op vloer B-4 bij de overgang tussen stort 4B1 en 4B2, zijn tijdens de sloop twee blokken uitgezaagd voor aanvullend onderzoek. De uitgenomen delen zijn gekozen met het oog op de verschillende stortdagen, te weten 30 januari 2017 en 01 februari 2017.

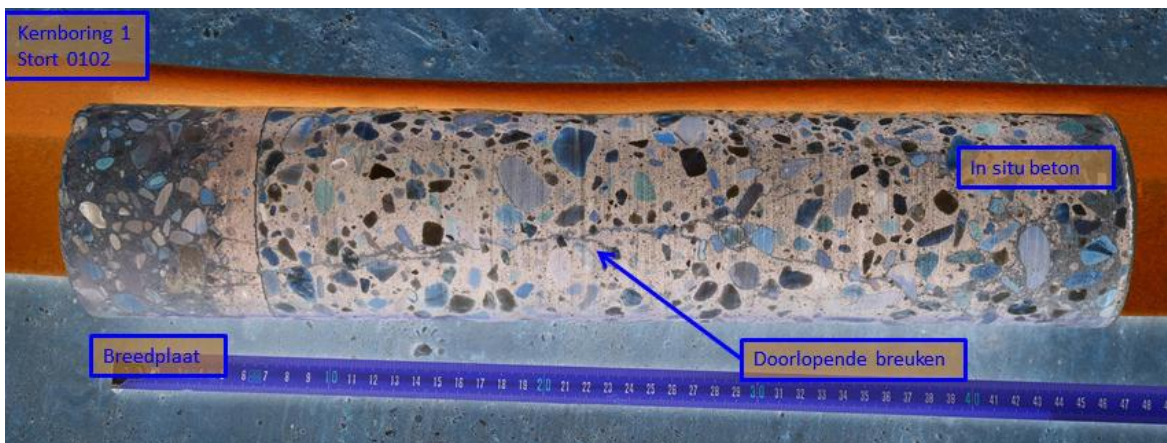
Tijdens het uithijzen van het deel 0102 zat de opstort vast, maar is tijdens het hijsen losgekomen van de breedplaat. Dit werd veroorzaakt door het feit dat een deel uit het zicht vast bleek te zitten.

In de uitgenomen stukken zijn zes kernboringen verricht om verder te analyseren. In twee gevallen bleek de kern van de opstort en de breedplaat intact, dat wil zeggen, nog verbonden te zijn. In drie gevallen bleek de breedplaat los te komen bij het loshalen, door het slaan op de kernboor. Bij de zesde boring faalde de boor.



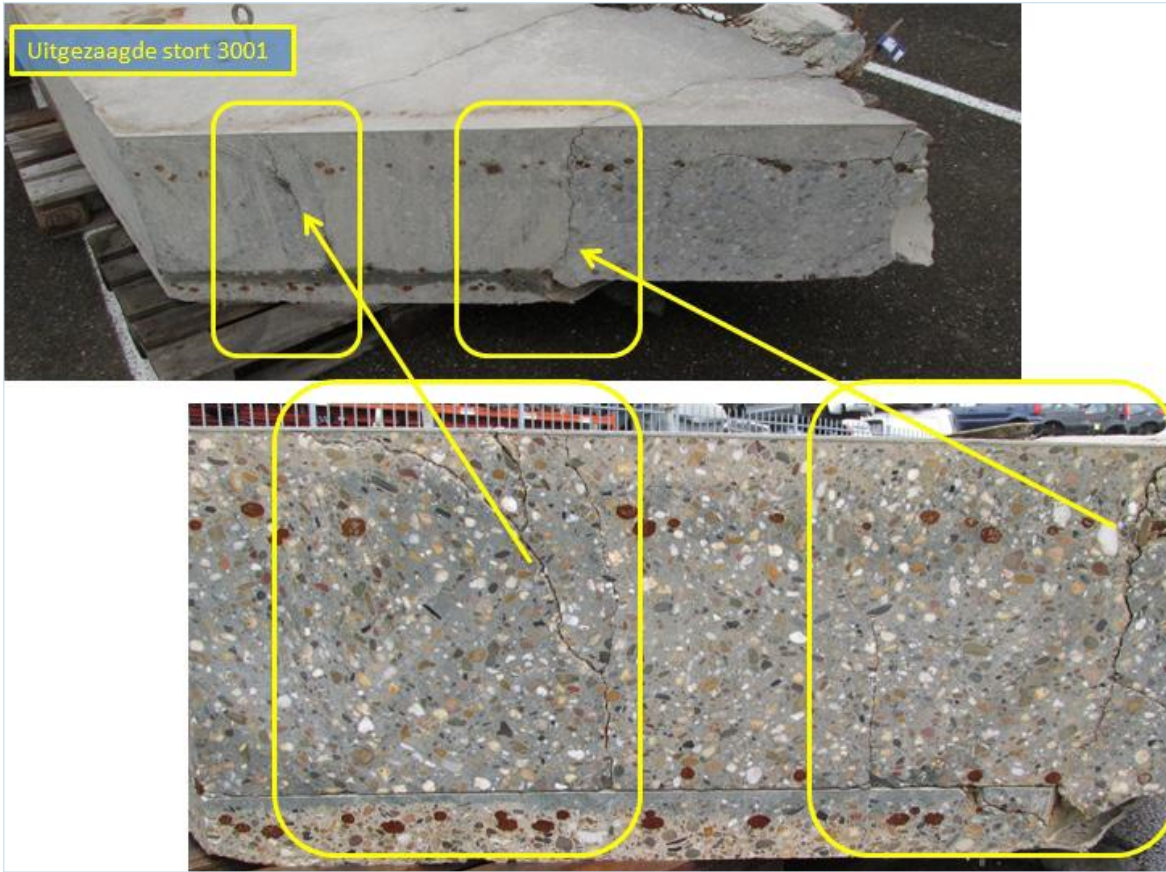
Figuur 55.

Verder is vastgesteld dat scheuren/breuken in de uitgezaagde blokken aanwezig waren die ook parallel liepen aan de stortnaad. In de onderstaande foto is dezelfde foto als negatief beeld te zien van kernboring 1 waardoor de tekening van de scheur/breuk beter zichtbaar is.



Figuur 56.

Na het uitnemen zijn de blokken naar een gespecialiseerd betontechnologisch laboratorium gebracht voor aanvullend onderzoek. Na aankomst zijn de blokken schoongespoten, waarna een duidelijk beeld zichtbaar werd van de aanwezige breuken/scheuren. De scheuren die aanwezig zijn lopen parallel aan de stortnaad, maar lopen niet door in de breedplaat.



Figuur 57: Oriëntatie uitname deel stort 30-01.

4.12 Extra aandacht - uitsluiting

Tijdens het onderzoek is (ook) aandacht geschonken aan een aantal andere aspecten. Dit leverde geen extra inzicht op maar is voor de volledigheid van het veldonderzoek benoemd.



Figuur 58.

Vulling van de bollen met water: de bollen zijn tijdens de sloop frequent gecontroleerd en door de sloper gescheiden van de ander materialen. Slechts in drie gevallen zijn ballen aangetroffen die deels (enkele liters) waren gevuld met water.



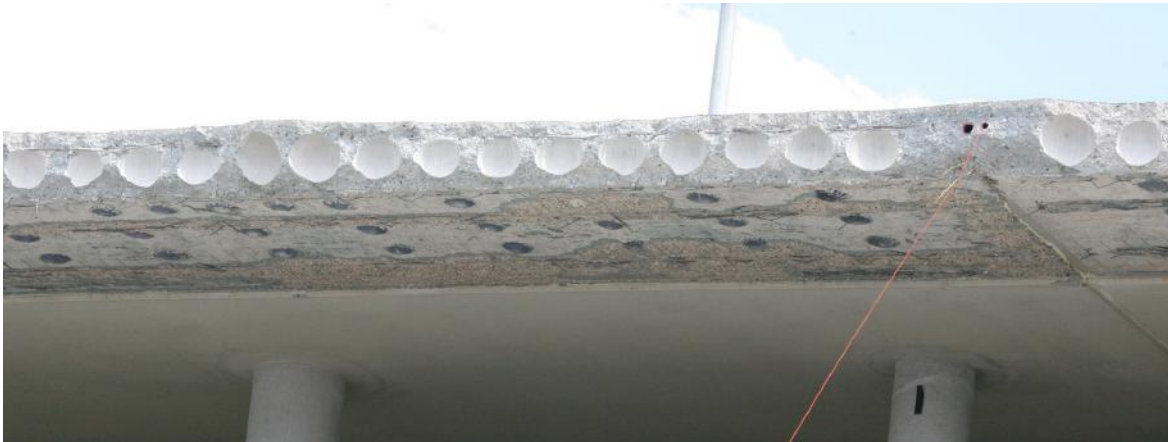
Figuur 59.

Kwaliteit wapeningsstaal: aangenomen is dat volgens specificatie B500B toegepast zou worden. Op grond van de vergelijking van het profielen en toetsing is vastgesteld dat het gaat om B500B. Er zijn geen vervormingen vastgesteld anders dan breuken in de wapeningsnetten.



Figuur 60.

Op verschillende etages zijn nesten van mantelbuizen aangetroffen die waar het gaat om de sterkte van de vloer vragen oproepen. Vloer 4 was echter slechts voorzien van twee mantelbuizen.



Figuur 61: Oriëntatie vloer 4B.

5 ONDERZOEK NAAR UITVOERINGSASPECTEN

Tijdens het veldonderzoek is parallel aanvullend onderzoek verricht naar vier aspecten die tijdens de sloop vragen oproepen.

De reden voor het verdiepen komt voort uit de signalen voorafgaand aan het bezwijken van de vloerdelen. Verschillende betrokkenen vroegen aandacht voor de scheurvorming in de vloeren, die anders en excessiever zouden zijn dan 'normale' door krimp optredende scheuren. Hoewel dit punt reeds in de andere onderzoeken deels benoemd of beschouwd is, heeft de Onderzoeksraad besloten alsnog naar de samenhang te kijken. Tijdens het onderzoek zijn vele gesprekken gevoerd, is aanvullend onderzoek uitgevoerd, en is de beschikbare informatie in zijn samenhang bekeken.

Daarbij is gericht onderzoek uitgevoerd naar vier aandachtspunten:

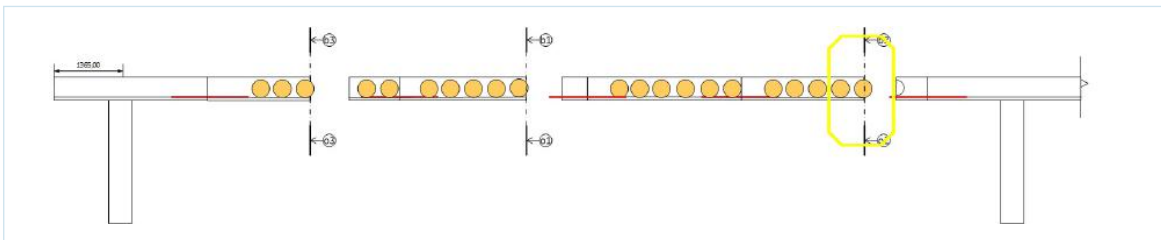
- De aanwijzing dat het betonmengsel is gewijzigd vanaf 11 november 2016,
- De aanwijzing voor het aanbrengen van ca. 10 ton aan extra wapening,
- De wijze en de volgorde van het schrikken van de vloeren,
- De wijze en de volgorde van het ontkisten van de vloeren.

5.1 De beoogde sterkte en vervorming van de vloer.

Om de gestorte vloer te kunnen dragen, is de sterkteontwikkeling van het gestorte beton in samenhang met de breedplaat leidend. In eerste aanleg is door BAM uitgegaan van een vloer die de beoogde eindsterkte zou bereiken na 56 dagen. Ook door de constructeur van de vloeren, die stelde dat de vereiste te realiseren sterkte van 42 MPa (\approx N/mm²) bereikt moest worden voor het ontkisten van de gestorte vloer.

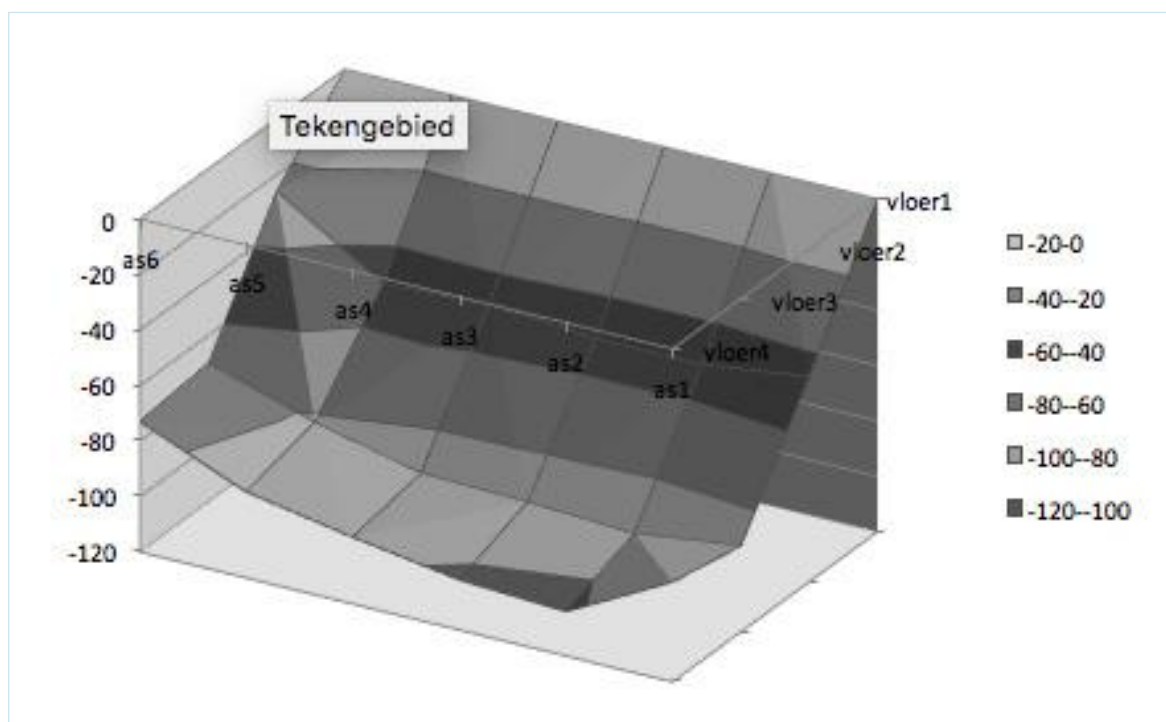
Uit de informatie is eerder gebleken dat de deskundigen van BAM hebben aangegeven dat de vloeren bij het bereiken van een sterkte van 18 MPa (\approx N/mm²) geschrokken mochten worden.

Na het schrikken was een verdere uitharding van 28 dagen vereist. Deze periode is gebaseerd op de kubusdruksterkteontwikkeling van de referentiekubusmetingen.



Figuur 62.

De vloer zoals toegepast in het bezwiken bouwdeel kende vanuit het ontwerp een toeg van 125 mm, die na uitharden door het eigen gewicht van de vloer ca. 45 mm en maximaal 55 mm zou mogen doorbuigen. De vloeren bleken zich in de praktijk echter anders te gedragen, zo is uit metingen in bouwdeel A na de instorting gebleken. Uit analyse is gebleken dat deze grotere doorbuiging ook parallel verloopt met de aanpassing naar het wintermengsel.



Figuur 63.

De bovenstaande grafiek betreft de weergave van de inmeting in snede AB, welke door BAM is vastgesteld op zes meetpunten. De vloer mag maximaal tussen de 45 en 55 mm doorbuigen. Te zien is dat met name de vloerdelen 3 en 4 het dubbele halen.

5.2 Samenstelling van het beton

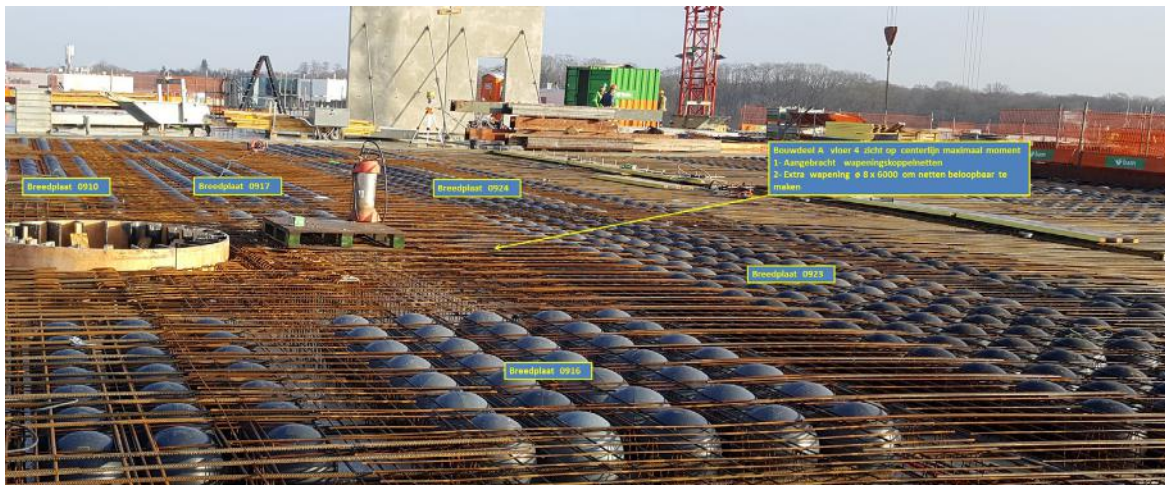
De planning van het storten van de vloeren was voorzien in de overgang van herfst- naar wintermengsel. Vooraf is dan ook stilgestaan bij de samenstelling van het te gebruiken mengsel. Gelet op de noodzakelijke temperatuurontwikkeling van het beton is vanaf 11 november 2016 het zogenaamde wintermengsel toegepast, waarin de verhouding⁴ van de cementsoorten is aangepast. Dit mengsel is voor het eerst gebruikt bij de stort van vloerdeel 2B1. Voor het mengsel is op basis van ervaring door BAM gekozen, en de kwaliteit is middels kubusdruksterktemetingen bewaakt.

Desondanks waren er over de toepassing van dit mengsel nog onbeantwoorde vragen en dit deel van het onderzoek werd uitgezet bij SGS in Sittard (zie rapportage Materiaalkundig deelonderzoek SGS).

⁴ Receptuur bekend.

5.3 Extra bovenwapening

In het werk blijkt tijdens de bouw ca. 10 ton extra bovenwapening te zijn aangebracht. Deze extra bovenwapening is niet in de wapeningstekeningen verwerkt. Uit onderzoek, en ook herleidbaar uit de buigstaatnummers en uit het deelonderzoek van A&E, is deze wapening op verzoek van een onderaannemer aangebracht om de koppelnetten ter hoogte van de toog beloopbaar te maken. In de buigstaten wordt wel melding gemaakt van uitgeleverde wapening⁵ voor bouwdeel 4A en 4B, maar uit de analyse van het beschikbare beeldmateriaal tijdens de bouw, is de aangebrachte wapening in vloer 4A daadwerkelijk zichtbaar. Zo als eerder beschreven, was deze wapening tijdens de sloop in deel 4A duidelijk aanwezig, maar tijdens het veldonderzoek in de puinresten van 4B1-2 zijn deze lengtes of sporen hiervan ter hoogte van de breukvlakken niet aangetroffen.



Figuur 64: Oriëntatie wapening vloer 4A2 voor de stort begin (10) januari 2017.

5.4 Ondersteuning van de te storten vloeren

In het werk zijn de stempels van de vloeren opgebouwd door twee verschillende onderaannemers. De eerste was alleen betrokken en verantwoordelijk voor het aanbrengen van de eerste bouwlaag. De tweede onderaannemer heeft de overige vloerondersteuning geleverd en gebouwd. Het materiaal was grotendeel afkomstig van BAM, een kleiner deel was eigendom van de onderaannemer.

Nadat het bouwwerk al was gestart besloot BAM om van onderaannemer te veranderen. Gelet op de korte tijd tussen de vraag om het werk over te nemen, en de reeds gestarte uitvoering van het werk, moest de tweede partij werken zonder eigen engineering van de ondersteuning.

De ondersteuning is aangebracht op basis van de tekeningen van BAM, en in het werk werden de ondersteuning geplaatst op aangeven van externe maatvoerders.

⁵ 4A: 150x B500Bø8 x 6000 mm, 4B: 150x B500Bø8 x 6000mm.

De breedplaten zijn op nummer aangevoerd en uitgelegd op de ondersteuning. Om de toog te creëren zijn de breedplaten met behulp van spielatten onder een hoek neergelegd. Voor de afdracht van het gewicht zijn onder de naden van de breedplaten H20-dragers van Layer met H20 Dokaliggers in de kopspindel geplaatst.

In de tussenliggende stramienen werden de breedplaten ondersteund door vrijstaande reguliere schroefstempels. In de U-kopspindel werden ook hier de Dokaliggers geplaatst.



Figuur 65: Oriëntatie 4B 2-3 plaatsen breedplaten 10 januari 2017.

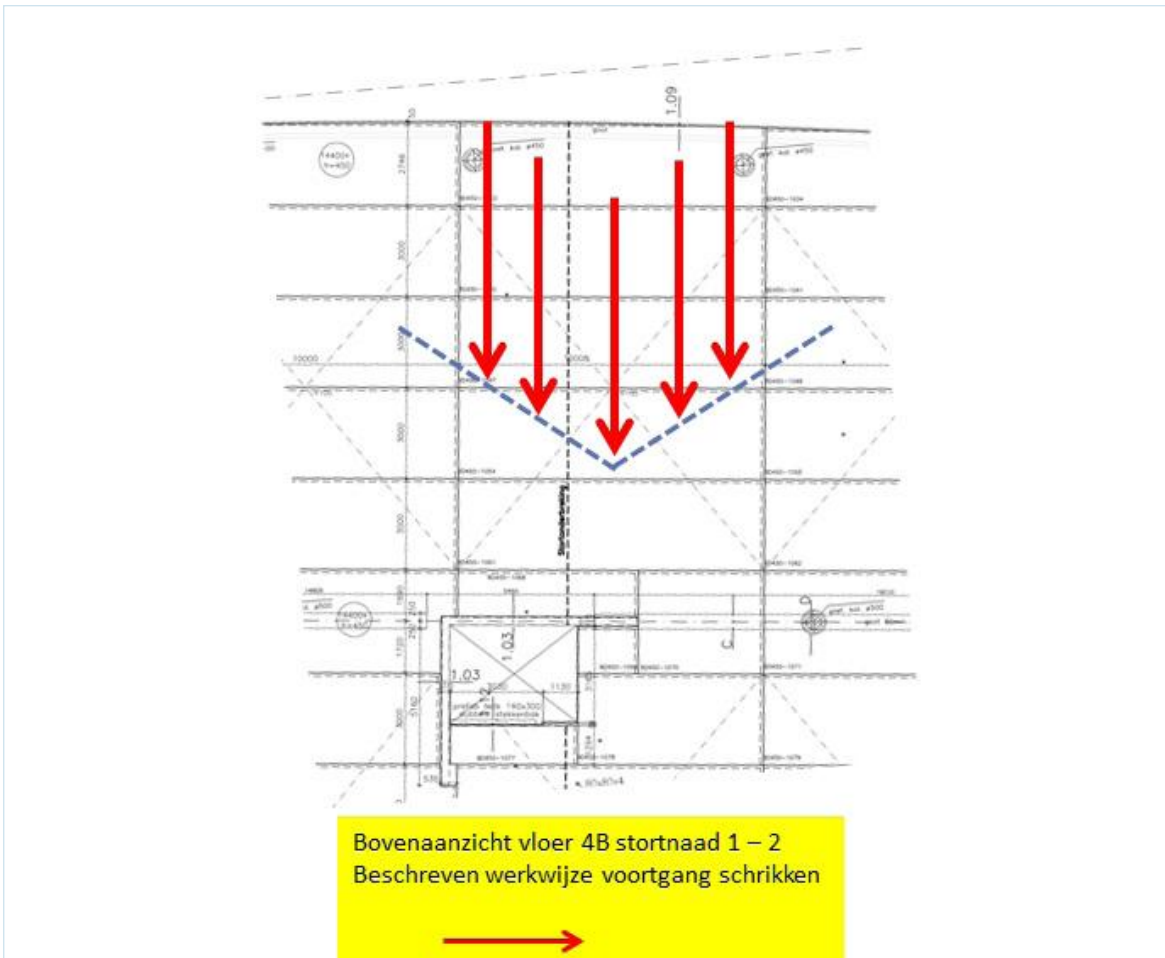
5.5 Schrikken van de vloeren

In het ontwerp is BAM uitgegaan van het schrikken van de gestorte vloeren in een visgraatmodel, dat haaks staat op de lengterichting van de vloer (geel). Eerst wordt de vloer volledig in het visgraatsysteem ontlast, en vervolgens worden de stempels op de gelijke wijze opnieuw via een visgraatmethode handvast gezet, zodat de vloer met ondersteuning verder kan afharderen.

Echter, deze gewenste en in het intern onderzoek van BAM beschreven - als aangenomen uitgevoerde methode, blijkt in de praktijk niet te zijn toegepast, omdat het niet uitvoerbaar zou zijn.



Figuur 66: Beschrijving door BAM van het schrikken zoals aangenomen.



Bovenaanzicht vloer 4B stortnaad 1 – 2
 Beschreven werkwijze voortgang schrikken



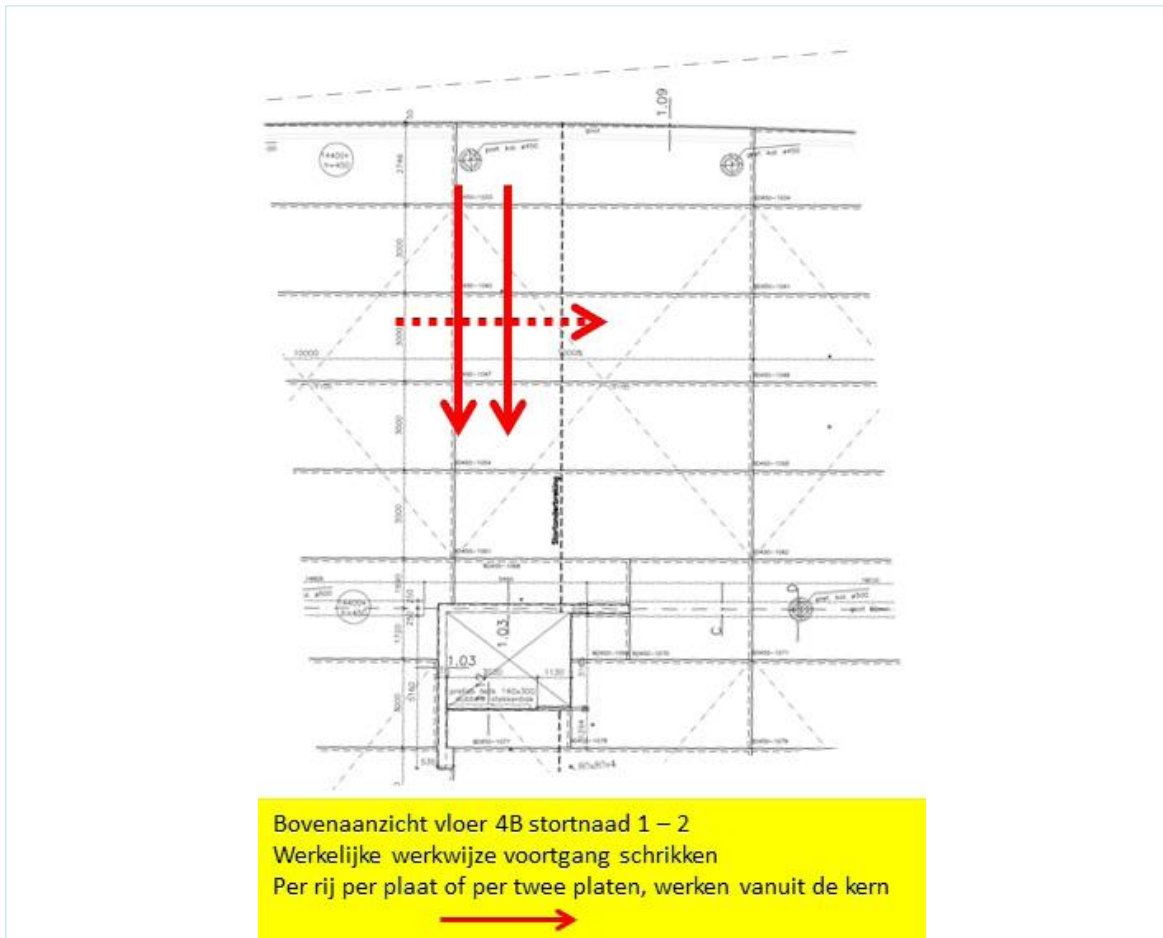
Figuur 67.

Het blijkt dat in de praktijk gewerkt is, haaks op de lengterichting van de breedplaten en dus ook in de lengte richting de vloer. De vraag blijft in hoeverre in werkelijkheid is ontlast.

Gelet op de losse stempels (voor het plaatsen van de breedplaten waren de Dokaliggers met latten gekoppeld) is de richting van de stramienen gevolgd. Van het daadwerkelijk ontlasten is dan ook geen sprake geweest. Uit het onderzoek is verder gebleken dat de stempels, met name bij de toog, nagenoeg niet te lossen waren tijdens het schrikken en ook nadien bij het ontlasten, vanwege de hoge druk. Bij het lossen moest met regelmaat (mechanisch) geweld worden toegepast, waarbij met een voorhamer moest worden geslagen, om de schroefspindels te kunnen lossen. Hierbij is het voorgekomen dat de oren van de spindels zijn kromgeslagen.



Figuur 68: Oriëntatie 2B- 1 De foto toont vele op spanning (krom)staande losse stempels 27 januari.



Figuur 69: Werkelijke werkwijze schrikken.

Normaliter wordt bij het schrikken de stortvolgorde toegepast. Het gebied waar geschrokken kon en moest worden was vooraf gemarkeerd door BAM, en vervolgens werd het werk binnen het gebied uitgevoerd.

Ook moet de vloer als een geheel worden gezien, ondanks dat de vloer in drie delen werd gestort.

5.6 Ontkisten van de verschillende vloeren

In de analyse van de achterhaalde stort, schrik- en ontlastmomenten vragen enkele zaken aandacht.

Om de gestorte vloer te kunnen dragen is de sterkteontwikkeling van het gestorte beton in samenhang met de breedplaat leidend. In eerste aanleg is door de vloeren constructeur ervan uitgegaan dat de vloer de beoogde eindsterkte zou bereiken na 56 dagen. Ook heeft de vloeren constructeur aangegeven dat de vereiste te realiseren sterkte van 42 MPa (\approx N/mm²) bereikt moest worden voor het ontlasten van de gestorte vloer. In het werk ging BAM er echter vanuit dat bij het bereiken van een sterkte van 18 MPa (\approx N/mm²) de vloer geschrokken kon worden. Na het schrikken was een verdere uitharding van 28 dagen vereist, aldus BAM. Deze periode is gebaseerd op de kubusdruksterkteontwikkeling van de referentiekubusmetingen.

In de verschillende analyses die door de partijen zijn uitgevoerd na het bezwijken, is gebleken dat niet in alle gevallen helder gemaakt kon worden wanneer en hoe de vloeren ontkist zijn.

Bij het ontkisten valt een aantal zaken op.

	A			B		
	veld 1	veld 2	veld 3	veld 1	veld 2	veld 3
4						
Stort	23-12-2016	11-1-2017	13-1-2017	30-1-2017	1-2-2017	31-1-2017
Schrik	9-1-2017	17-1-2017	23-1-2017	6-2-2017	7-2-2017	8-2-2017
Ontkist	23-1-2017	3-2-2017	3-2-2017	27-2-2017	27-2-2017	27-2-2017
3						
Stort	2-12-2016	7-12-2016	9-12-2016	13-12-2016	10-1-2017	20-12-2016
Schrik	?	12-12-2016	15-12-2016	19-12-2016	16-1-2017	13-1-2017
Ontkist	10-1-2017	18-1-2017	16-1-2017	6-2-2017	9-2-2017	9-2-2017
2						
Stort	4-11-2016	15-11-2016	18-11-2016	11-11-2016	6-12-2016	29-11-2016
Schrik	18-11-2016	23-11-2016	25-11-2016	21-11-2016	14-12-2016	?
Ontkist	10-1-2017	16-1-2017	16-1-2017	9-2-2017	9-2-2017	9-2-2017
1						
Stort	11-10-2016	14-10-2016	21-10-2016	18-10-2016	1-11-2016	28-10-2016
Schrik	24-10-2016	24-10-2016	31-10-2016	24-10-2016	11-11-2016	10-11-2016
Ontkist	11-1-2017	6-2-2017	26-1-2017	9-2-2017	10-2-2017	10-2-2016

Figuur 70: Schrikken voor volgende stort in gelijke veld.

De geel gemarkeerde vloeren zijn al geschrokken voordat de andere velden in de gelijke vloer nog gestort moesten worden, ondanks het feit dat er sprake moet zijn van één vloerniveau (blauw).

		A			B		
		veld 1	veld 2	veld 3	veld 1	veld 2	veld 3
Stort	4	23-12-2016	11-1-2017	13-1-2017	30-1-2017	1-2-2017	31-1-2017
	Schrik	9-1-2017	17-1-2017	23-1-2017	6-2-2017	7-2-2017	8-2-2017
	Ontkist	23-1-2017	3-2-2017	3-2-2017	27-2-2017	27-2-2017	27-2-2017
		3			3		

Figuur 71: Afwijken schrikken werkvolgorde in gelijke veld.

In tegenstelling tot de aangehouden stortvolgorde is bij het schrikken van de ondersteuning van vloer 4B de stortvolgorde niet gevolgd. Vloer 4B2 is een dag eerder geschrokken dan 4B3. Dit is niet alleen vastgesteld op basis van de registratie, maar ook bevestigd uit onderzoek.

		A			B		
		veld 1	veld 2	veld 3	veld 1	veld 2	veld 3
Stort	4	23-12-2016	11-1-2017	13-1-2017	30-1-2017	1-2-2017	31-1-2017
	Schrik	9-1-2017	17-1-2017	23-1-2017	6-2-2017	7-2-2017	8-2-2017
	Ontkist	23-1-2017	3-2-2017	3-2-2017	27-2-2017	27-2-2017	27-2-2017
		3			3		
Stort	3	2-12-2016	7-12-2016	9-12-2016	13-12-2016	10-1-2017	20-12-2016
	Schrik	?	12-12-2016	15-12-2016	19-12-2016	16-1-2017	13-1-2017
	Ontkist	10-1-2017	18-1-2017	16-1-2017	6-2-2017	9-2-2017	9-2-2017
		2			2		
Stort	2	4-11-2016	15-11-2016	18-11-2016	11-11-2016	6-12-2016	29-11-2016
	Schrik	18-11-2016	23-11-2016	25-11-2016	21-11-2016	14-12-2016	?
	Ontkist	10-1-2017	16-1-2017	16-1-2017	9-2-2017	9-2-2017	9-2-2017
		1			1		
Stort	1	11-10-2016	14-10-2016	21-10-2016	18-10-2016	1-11-2016	28-10-2016
	Schrik	24-10-2016	24-10-2016	31-10-2016	24-10-2016	11-11-2016	10-11-2016
	Ontkist	11-1-2017	6-2-2017	26-1-2017	9-2-2017	10-2-2017	10-2-2016

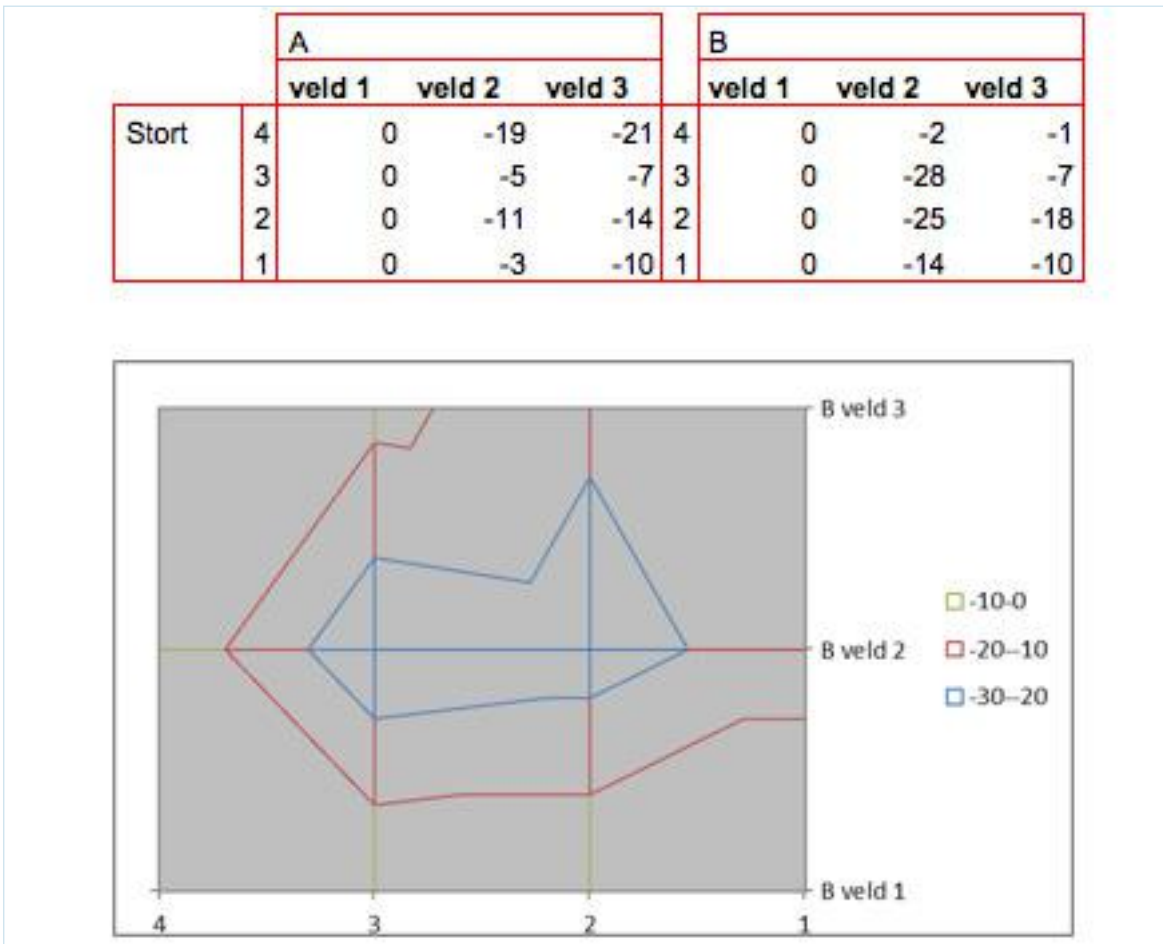
Figuur 72: Weghalen ondersteuning doorstempelen.

Direct na het bereiken van de sterkte om de vloerdelen 4B te mogen schrikken, is aangevangen met het weghalen van de ondersteuning onder vloer 3. Eerst is vloer 3A, werkend vanuit de kern weggehaald, vervolgens is de ondersteuning van vloer 3B weggehaald. Er is consistent gewerkt vanuit de kern.

Verder is vastgesteld dat vloerdeel 2B2 niet is geschrokken, omdat de tijd hiervoor ontbrak. De voortgang van het project vereiste dat de ondersteuning direct geplaatst werd om de planning te halen. Dit besluit is ook teruggevonden in het e-mailverkeer.

Deze keuze had direct gevolg voor vloer 3B2, omdat deze vloer is gesteld op een niet gecorrigeerde vloer. Nuance is op zijn plaats, omdat de manier van schrikken zoals eerder beschreven zijn kanttekening kent. Ook is te zien dat direct na het schrikken van de vloeren in vloerdeel 4B alle ondersteuning van de vloeren van de derde etage werd weggehaald. Hierdoor moest vloer 3B al na zeven dagen vloer 4 en de bijbehorende ondersteuning volledig dragen.

Wanneer echter de informatie anders wordt beschouwd dan alleen de afdracht van en aan de vloeren maar ook wordt gekeken naar de voortgang van het storten, is te zien dat in bouwdeel 4 stort B2 structureel achterliep in verhouding met B1 en B3.



Figuur 73/74: Vertraagde stort in dagen.

In de originele planning was tussen elke vloer een gemiddelde opgenomen van maximaal vier dagen. Alleen voor de stort tussen vloer 4B 1 en 4B2/3 was meer tijd uitgetrokken in verband met het kerstreces. Door het systematisch achterlopen van de stort in met name vloer B2, heeft dit een doorwerking gehad in de bovenliggende vloeren. Eerder is al vastgesteld dat vloerdeel 2B2 nimmer is geschrokken omdat de tijd ontbrak. De voortgang vereiste dat de ondersteuning direct geplaatst zou worden om de planning te halen. Op het moment dat op 9 februari 2017 de onderstempeling onder vloer 3 werd weggehaald, moest deze zichzelf dragen, vermeerderd met het gewicht van de ondersteuning en vloer 4B2.

Uiteindelijk zijn de vloeren van 4B na de vorstperiode als sluitstuk direct gestort en was het bereiken van de sterkte van 18 MPa leidend.

6 BEVINDINGEN

Naar aanleiding van het veldonderzoek en het verdiepend onderzoek zijn de volgende zaken vast te stellen:

- Voor zover was vast te stellen is er geen twijfel over de wapening van vloer 4B1-2, deze was conform tekening en voor zover uitvoerbaar aangebracht.
- De platen zijn daadwerkelijk gevallen zoals TNO na veldonderzoek heeft aangenomen.
- Anders dan werd aangenomen is niet naad 3, maar de eerste bollenrij parallel aan naad 3, aan het einde van de koppelwapening aan te merken als primaire breuklijn.
- Er zijn significante verschillen in de aanhechting tussen de breedplaten en het in situ beton vastgesteld.
- Er is een significant verschil vastgesteld in de aanhechting van de opstort in één plaat (1047 vloer B4).
- Er is een vermoedelijk dikteverschil aangetroffen in plaat 1060 (vloer B4).
- Er is in de overgang van vloer 4B1-2 geen extra bovenwapening aangetroffen.
- De statische en dynamische proef op vloerdeel 4A 1-2 heeft geen gevolgen gehad voor de vloer en/of het gebouw.
- In de brokstukken zijn (gelijk aan de eerdere waarnemingen) scheuren en/of breuken vastgesteld die parallel lopen aan de stortnaad.
- De scheuren die zijn vastgesteld lopen primair parallel aan de stortnaad, maar zetten niet of nauwelijks door in de onderliggende breedplaat.
- Op enkele plaatsen is vastgesteld dat bollen zijn gaan opdrijven na het storten.



Materiaalkundig
onderzoek



BUILDING MATERIALS

**MATERIAALKUNDIG ONDERZOEK IN
OPDRACHT ONDERZOEKSRaad VOOR
VEILIGHEID, INSTORTING
PARKEERGARAGE EINDHOVEN**

Status **eindrapport**

Datum **16-07-2018**

Rapportnr. **A897060/R20180229**

SGS INTRON

COLOFON

Oprachtgever / Customer	Onderzoeksraad voor Veiligheid [Redacted] Postbus 95404 2509 CK DEN HAAG	E-mail:	[Redacted]
Titel rapport / Titel report	Materiaalkundig onderzoek in opdracht Onderzoeksraad voor Veiligheid, instorting parkeergarage Eindhoven		
Offerte / Quotation	A897060/O20180017a	Datum / Date	29-01-2018
Opdracht / Purchase order	Overeenkomst Onderzoeksraad – 0004/2018/100062	Datum / Date	6-2-2018
Opdrachtnemer / Contractor	SGS INTRON B.V. Postbus 5187 6130 PD SITTARD	Kantoor / Office	Dr. Nolenslaan 126 6136 GV SITTARD
Contactpersoon / Contactperson	dr. M.M.R. Boutz	Tel.:	[Redacted]
		Mob.:	[Redacted]
		E-mail:	[Redacted]
Auteur / Author	ir. B. Bruins Slot,  dr. M.M.R. Boutz	Autorisatie / Authorisation	drs. R. Haverkort
Handtekening / Signature		Handtekening / Signature	
Datum / Date	Rapportnr. / Reportnr.	Reden revisie / Reason revision	
16-07-2018	A897060/R20180229		

Disclaimer

Tenzij anders overeengekomen worden de opdrachten uitgevoerd op basis van de meest recente versie van de algemene voorwaarden van SGS INTRON B.V. Op eenvoudig verzoek worden deze voorwaarden opnieuw aan u toegezonden. Uw aandacht wordt gevraagd voor de beperking van aansprakelijkheid en de vergoedings- en bevoegdheidskwesties bepaald door deze voorwaarden.

Elke houder van dit document dient te weten dat de informatie vevat in dit document uitsluitend is gebaseerd op de bevindingen van SGS INTRON B.V. op het ogenblik van haar tussenkomst en binnen de grenzen van de eventuele instructies van de opdrachtgever. SGS INTRON B.V. kan enkel aansprakelijk zijn jegens haar opdrachtgever. Dit document stelt de bij een handelstransactie betrokken partijen niet vrij van hun plicht al hun rechten en verplichtingen uit te oefenen voortvloeiend uit de bij die transactie betrokken documenten. Elke niet toegestane wijziging, evenals de namaak of vervalsing van de inhoud of het uiterlijk van dit document, is onrechtmatig en overtreders zullen worden vervolgd.

© SGS INTRON BV

INHOUDSOPGAVE

	Pagina
1. INLEIDING	4
2. ONDERZOEKSVRAGEN EN ANTWOORDEN	5
2.1. Hoofdvraag 1: Effecten van de betonsamenstelling	5
2.2. Hoofdvraag 2: Materiaalgedrag tijdens en na het storten	6
2.3. Hoofdvraag 3: Het schrikken van de vloeren	8
2.4. Hoofdvraag 4: Materiaaleigenschappen van de gestorte vloerdelen	8
3. MATERIAALONDERZOEK.....	10
3.1. Algemeen.....	10
3.2. Eigenschappen wintermengsel druklaag t/m 28 dagen	10
3.3. Onderzoek monsters 4 ^e verdiepingsvloer.....	15
4. REGELGEVING OMTRENT STORTEN TIJDENS KOUDE WEERSOMSTANDIGHEDEN.....	22
4.1. Nederlandse normen & praktijkrichtlijnen	22
4.2. Europese normen	24
5. VERHARDINGSIMULATIES	26
5.1. Algemeen.....	26
5.2. Conclusies	26
5.3. Resultaten.....	26
5.4. Uitgangspunten	31
BIJLAGE A ANALYSERAPPORT 181147	36
BIJLAGE B ANALYSERAPPORT 180918A.....	37
BIJLAGE C TEKST KENNISCENTRUM VOBN	38
BIJLAGE D CONCREMOTE UITDRAAI VAN DE STORT OP 30-01-2017	40
BIJLAGE E CONCREMOTE UITDRAAI VAN DE STORT OP 01-02-2017	41
BIJLAGE F BOUWVOLGORDE EN SCHRIKMOMENTEN	42

1. INLEIDING

Op 27 mei 2017 is de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport gedeeltelijk ingestort. De technische oorzaak van deze instorting is onderzocht door Adviesbureau Hageman in opdracht van de aannemer BAM en door TNO in opdracht van de eigenaar Eindhoven Airport. Beide onderzoeken zijn gerapporteerd in september 2017.

De Onderzoeksraad voor Veiligheid (hierna: OVV) voert momenteel ook een onderzoek uit, waarbij naast de directe oorzaak ook wordt gekeken naar de achterliggende factoren, die hierbij een rol hebben gespeeld. De OVV heeft SGS INTRON benaderd als onafhankelijke, deskundige partij om ondersteuning te bieden bij het onderzoek met betrekking tot materiaalkundige aspecten.

Op 13 december jl. heeft hierover een kennismakingsgesprek plaatsgevonden bij de OVV te Den Haag. Op 21 december heeft SGS INTRON een offerte-aanvraag ontvangen, waarin de OVV de onderzoeksvragen heeft geformuleerd. Op basis van deze vragen heeft SGS INTRON de werkzaamheden geoffreerd (A897060-O20180017A d.d. 29 januari 2018). Gedurende de uitvoering van het onderzoek zijn meerdere momenten van kennisuitwisseling geweest tussen SGS INTRON en OVV. Gedurende deze meetings zijn ook in overleg de uit te voeren werkzaamheden aangepast aan de wensen van OVV.

In deze rapportage zijn de resultaten van het deelonderzoek van SGS INTRON en de daaruit volgende antwoorden op de onderzoeksvragen van OVV weergegeven.

SGS INTRON heeft van OVV een uitgebreid dossier met achtergrondinformatie ontvangen ten behoeve van het onderzoek. In het dossier zijn de rapporten van Hageman en TNO opgenomen. Er is ook informatie beschikbaar gesteld van de aannemer BAM, de mengselsamenstelling van het beton zoals opgegeven door MEBIN en de weersomstandigheden tijdens de stortingen van het KNMI.

Leeswijzer:

- Hoofdstuk 2: Behandeling onderzoeksvragen;
- Hoofdstuk 3: Materiaalkundig onderzoek;
- Hoofdstuk 4: Regelgeving betonstorten in koude weersomstandigheden;
- Hoofdstuk 5: Verhardingssimulaties.

2. ONDERZOEKSVRAGEN EN ANTWOORDEN

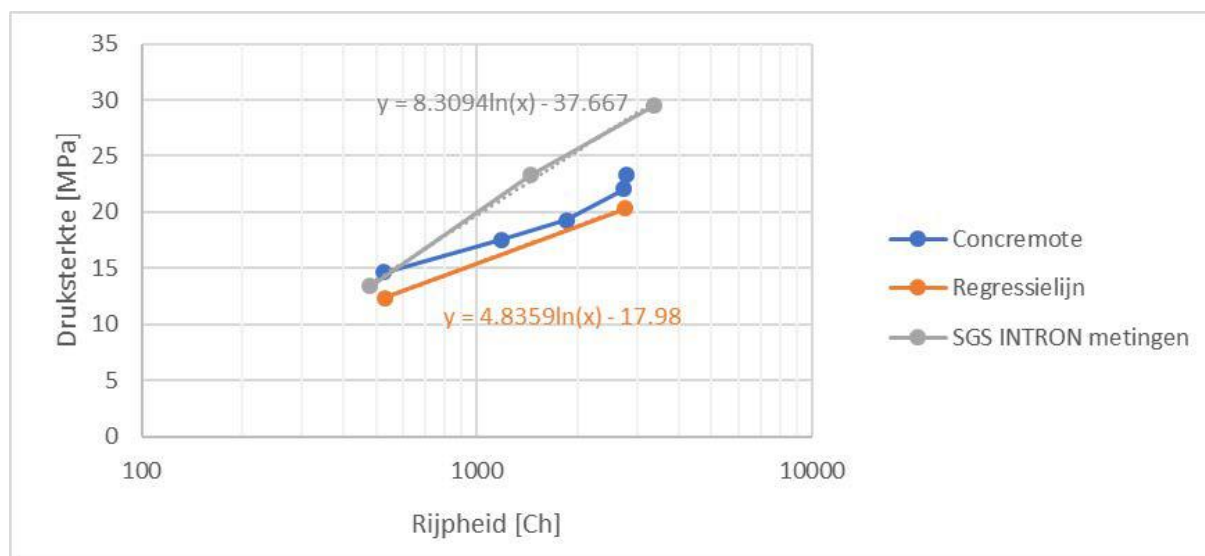
De onderzoeksvragen van de OVV hebben betrekking op 4 hoofdaspecten. In dit hoofdstuk zijn de vragen samengevat en zijn de antwoorden van SGS INTRON weergegeven. In deze antwoorden wordt verwezen naar andere hoofdstukken uit dit rapport die meer achtergrondinformatie bieden.

2.1. Hoofdvraag 1: Effecten van de betonsamenstelling

1. Analyse/verklaren wat het te verwachten gedrag is van het beton op grond van de aangeleverde samenstelling, expliciet wat:
 - mag verwacht worden van de sterkte ontwikkeling;
 - is het verschil in gedrag tussen zelf verdichtend beton en verdichtbaar beton;
 - is het gedrag van het beton wanneer dit niet verdicht wordt, terwijl dit wel had moeten;
 - is het gevolg voor de eindsterkte als het niet verdicht wordt, terwijl dit wel had moeten.

2.1.1. Sterkte ontwikkeling

De druksterkte ontwikkeling van het beton in de druklaag is door SGS INTRON gemeten aan proefstukken vervaardigd in het laboratorium met dezelfde betonsamenstelling en grondstoffen als zijn toegepast in de praktijk (nader beschreven in §3.2).



Figuur 1: Druksterkte ontwikkeling - Concremote data en SGS INTRON lab-metingen.

2.1.2. Verschil in gedrag tussen zelfverdichtend beton en verdichtbaar beton

Zelfverdichtend beton (ZVB) is zeer vloeibaar en hoeft na het storten niet meer verdicht te worden. Het in het werk gestorte beton van de druklaag van de 4^e verdiepingvloer is geleverd in consistentieklasse F4. Beton met een dergelijke consistentie (verwerkbaarheid) moet wel verdicht worden. Dit gebeurt doorgaans met een trilnaald.

2.1.3. Gedrag van beton wanneer dit niet verdicht wordt, terwijl dit wel had moeten

Indien betonspecie met consistentie F4 niet of niet goed verdicht wordt middels trillen, dan zal niet alle lucht verdreven worden en zullen luchtholtes – in meer of mindere mate - achterblijven. Dit zal met name

gebeuren op plaatsen, die de betonspecie moeilijk kan bereiken. Bijvoorbeeld op locaties met veel wapening of onderin de druklaag rondom de bollen.

2.1.4. Gevolg voor eindsterkte als het beton niet verdicht wordt, terwijl dit wel had moeten

Indien de verdichting onvoldoende is, zal het luchtgehalte (lokaal) hoger zijn dan wanneer wel goed verdicht is. Een verhoging van het luchtgehalte leidt tot een vermindering van de betonsterkte¹. In het materiaalonderzoek, uitgevoerd aan de platen van de 4^e verdiepingsvloer en de kernen hieruit (zie §3.3), is vastgesteld dat de verdichting van de druklaag redelijk tot goed was. Er zijn geen aanwijzingen gevonden dat de verdichting van de druklaag onvoldoende was. Er is dan ook geen aanleiding om te veronderstellen, dat onvoldoende verdichting van de druklaag tot een verminderde sterkte hiervan heeft geleid.

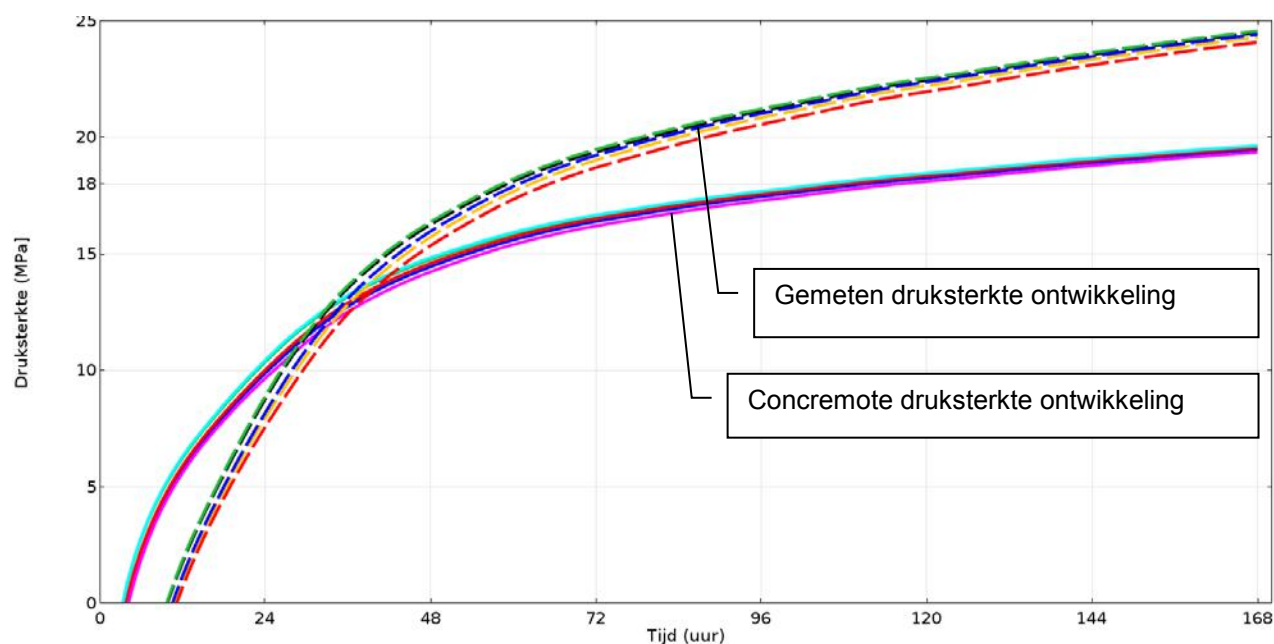
2.2. Hoofdvraag 2: Materiaalgedrag tijdens en na het storten

- | | |
|----|---|
| 2. | Analyse/verklaren/simuleren wat het gedrag is van het beton op grond van de aangeleverde samenstelling en zoals toegepast tijdens het storten, expliciet wat: |
| - | is het gedrag van vers beton tijdens een stort onder koude omstandigheden; |
| - | is het gedrag/effect van vers beton tijdens een stort onder koude omstandigheden op een koude schil: |
| o | voor de sterkte-ontwikkeling van het beton |
| o | voor het aanhechten op de wapening |
| o | voor het aanhechten op de schil |

2.2.1. Effect van koude omstandigheden en koude schil op de sterkteontwikkeling van beton

De druksterkte ontwikkeling van het beton in de druklaag is door SGS INTRON gesimuleerd met behulp van Comsol MultiPhysics waarbij de omgevingscondities zijn meegenomen (nader beschreven in hoofdstuk 5).

¹ De vuistregel is: 1% meer lucht leidt tot 5% minder sterkte. Deze vuistregel geldt tot circa 5% lucht.



Figuur 2: Gesimuleerde druksterkte ontwikkeling vanaf 07:00 op 01-02-2017 op diverse plaatsen in de gesimuleerde doorsnede voor de gemeten druksterkte ontwikkeling (gestreepte lijnen) en de druksterkte ontwikkeling uit de Concremote (continue lijnen).

De vloer die gestort is op 01-02-2017, op basis van de simulaties, het meest kritisch op het gebied van sterkteontwikkeling.

Het moment dat 18 MPa (de druksterkte waarbij volgens opgave van de constructeur de vloeren geschrokken mogen worden) wordt bereikt, ligt op ongeveer 2,5 en 4,75 dagen na het storten (voor resp. de sterkte ontwikkeling gemeten door SGS INTRON en die opgegeven in de Concremote). Met andere woorden op zondag 04-02-2017 en dinsdag 06-02-2017.

Volgens de bouwvolgorde (zie bijlage F) is de vloer die op 02-01-2017 gestort is, op 07-02-2017 geschrokken. Er is dus zelfs in het conservatieve geval (de druksterkte ontwikkeling uit de Concremote) nog 1 dag marge.

2.2.2. Invloed van koude omstandigheden op de aanhechting

De OVV heeft gesignaleerd, dat kort voor aanvang van de stort van de 4^e verdiepingvloer, waarschijnlijk rijp aanwezig was op de bovenzijde van de breedplaten. Gevraagd is of dit mogelijk kan hebben geleid tot een vermindering van de hechtsterkte tussen druklaag en breedplaat.

Volgens de beschikbare gegevens had de betonspecie een temperatuur van circa 10°C bij levering. Door deze relatief hoge temperatuur (ten opzichte van de omgevingstemperatuur) zal de mogelijk aanwezig rijp onmiddellijk weer smelten. Een dunne waterfilm zal zich niet vormen, omdat dit water zal worden opgenomen door de breedplaat (afhankelijk van de mate van vochtverzadiging hiervan) en/of de betonspecie.

In een ander project met bollenplaatvloeren heeft SGS INTRON een goede hechting gemeten, terwijl er rijp zat op de prefab schil bij aanvang van het storten.

Voor de aanhechting met de wapening geldt mogelijk hetzelfde. Hiervoor heeft SGS INTRON echter geen onderbouwing middels praktijkervaringen en/of laboratoriumproeven.

2.2.3. Beschouwing regelgeving betonstorten in koude omstandigheden

- 2+ Had er onder de Eindhovense omstandigheden gestort mogen worden? Zo ja, onder welke voorwaarden en welke maatregelen? Zo nee, waarom niet?

Onderstaande, is een samenvatting van de in hoofdstuk 4 beschreven beschouwing van de stort in koude omstandigheden in relatie tot regelgeving.

Uit de normen en praktijkrichtlijnen blijkt dat maatregelen als afdekken en beschermen aan te raden zijn voor de stort op 30-1-2017 en dat afdekken en isoleren nodig zijn voor de stort op 1-2-2017. Daarnaast dient de specietemperatuur hoger te zijn dan 5°C en mag het beton tijdens de stort en tijdens de verharding (jonge fase) niet bevriezen.

Voor zover bij SGS INTRON bekend heeft de aannemer geen maatregelen getroffen. Wel was de specietemperatuur met 10-11°C hoger dan de eis. Daarnaast is de betontemperatuur, zeker in de eerste week na de stort, niet onder het vriespunt geweest.

Er zijn door SGS INTRON geen sporen van vorstschade waargenomen in de kernen uit het werk.

2.3. Hoofdvraag 3: Het schrikken van de vloeren

3. Het constructief verklaren/ duiden wat het effect is van het schrikken van een deel vloer in het gelijke vloerdeel en waarvan de eindsterkte (nog) niet bereikt is.

In overleg met OVV is besloten geen invulling te geven aan dit deel.

De aan SGS INTRON ter beschikking gestelde platen zijn te klein om verschillen in vloerdelen aan te kunnen tonen.

Uit de door SGS INTRON uitgevoerde simulaties (zie hoofdstuk 5) volgt dat het aannemelijk is dat de betondruksterkte van het beton in de druklaag minimaal 18 MPa bereikt heeft op het moment van schrikken van de vloeren. Of deze sterkte vanuit constructief oogpunt afdoende is, moet door een constructeur worden beoordeeld.

2.4. Hoofdvraag 4: Materiaaleigenschappen van de gestorte vloerdelen

4. Het bepalen van de sterkte en E- modulus van nog aan te leveren kernen uit de vloer van het ingestorte deel. Daarnaast indien mogelijk (optioneel) bepalen aan de hand van aangeleverde ingestorte delen of er sprake is geweest van slijp op de overgang van de stortnaad door het ongelijk schrikken van de vloer.

De OVV heeft 2 platen van de 4^e verdiepingvloer beschikbaar gesteld en 5 kernen, die hieruit geboord zijn. De platen zijn onderzocht op de aanwezigheid van scheuren. De kernen zijn visueel beoordeeld, er is fluorescentie- en microscopisch onderzoek op uitgevoerd en de druksterkte en stijfheid is bepaald. Dit deel van het onderzoek is nader beschreven in hoofdstuk 3.

2.4.1. Materiaaleigenschappen

Kort samengevat liggen de druksterkte (66 MPa) en stijfheid (32 GPa) van het in situ beton in lijn met de verwachting.

2.4.2. Scheuren

De platen bevatten meerdere, parallelle verticale scheuren haaks op de plaatlengte. Deze scheuren lopen over (vrijwel) de gehele dikte van de druklaag en lopen door tot in de breedplaat, indien hechting aanwezig is. Deze scheuren zijn ontstaan na verharding van het beton. De exacte oorzaak hiervan is niet nader onderzocht door SGS INTRON.

2.4.3. Hechtvlak

Het hechtvlak van een aantal van de kernen ziet er glad uit en vertoont erg veel luchtbellens. Slechts bij één kern was er sprake van hechting tussen het in situ en prefabbeton. De mate van hechting is niet gemeten. Bij meerdere kernen is geconstateerd, dat er veel luchtbellens zitten aan de bovenzijde van de breedplaat (bij grensvlak). Daarnaast is de toplaag (bovenste 15 – 20 mm) van het prefabbeton ontmengd en gescheurd.



Figuur 3: Voorbeeld hechtvlak plaat 0102 - Kern 3.

Het gladde oppervlak, de grote hoeveelheid luchtbellens en de zwakke toplaag van de breedplaat leiden tot een significant minder sterke hechting tussen het in situ beton en de prefab schil.

Er zijn geen aanwijzingen voor slip aangetroffen op het grensvlak.

3. MATERIAALONDERZOEK

3.1. Algemeen

Het uitgevoerde materiaalonderzoek bestaat uit de volgende 2 deelonderzoeken:

1. Bepalen van de eigenschappen van het jonge beton van de druklaag t/m een ouderdom van 28 dagen;
2. Bepalen van de eigenschappen van het verharde beton uit delen van de 4^e verdiepingvloer.

De resultaten van het eerste deelonderzoek zijn primair gebruikt als input voor de verhardings simulaties (zie hoofdstuk 4). Het tweede deelonderzoek is met name verricht ter beantwoording van hoofdvragen 1 en 4 van de OVV (zie hoofdstuk 2). Onderzoek aan monsters uit het werk kon in de eerdere onderzoeken van TNO en Adviesbureau Hageman niet uitgevoerd worden.

3.2. Eigenschappen wintermengsel druklaag t/m 28 dagen

3.2.1. Betonsamenstelling en grondstoffen

De samenstelling van het beton van het wintermengsel van de druklaag (mengselcode Mebin: 4BAIRS49-T1-F4-50D) staat vermeld in onderstaande tabel. Op het mengselformulier staan nog de volgende relevante eigenschappen:

- Sterkteklasse: niet gespecificeerd; levering op samenstelling;
- Consistentie: schudmaat klasse F4;
- wbf / wcf = 0,445 / 0,568;
- luchtgehalte: 15 l/m³.

Tabel 1 Betonsamenstelling druklaag (Mebin)

Type grondstof	Grondstof	Producent	Dosering (kg/m ³)
Cement	CEM III/B 42,5 N	ENCI-Maastricht	145
	CEM I 52,5 R	ENCI-Maastricht	145
Vulstof	Poederkoolvliegias	Euroment	80
Toeslagmateriaal	Rivierzand 0/4	Teunesen	770
	Riviergrind 4/16	Grensmaas	510
	Riviergrind 4/32	Grensmaas	510
Hulpstoffen	Cugla LR-9400 30%	Cugla	0,986
	Cugla Cretoplast 35%	Cugla	0,406
Water	Water		165

Op verzoek van de OVV heeft Mebin de voor het onderzoek benodigde grondstoffen (zie Tabel 1) beschikbaar gesteld. Op 26-3-2018 zijn deze grondstoffen bij Mebin te Eindhoven opgehaald door SGS INTRON. De hoeveelheid grondstoffen was (net) voldoende om 80 liter betonspecie te kunnen vervaardigen.

3.2.2. Toeslagmaterialen

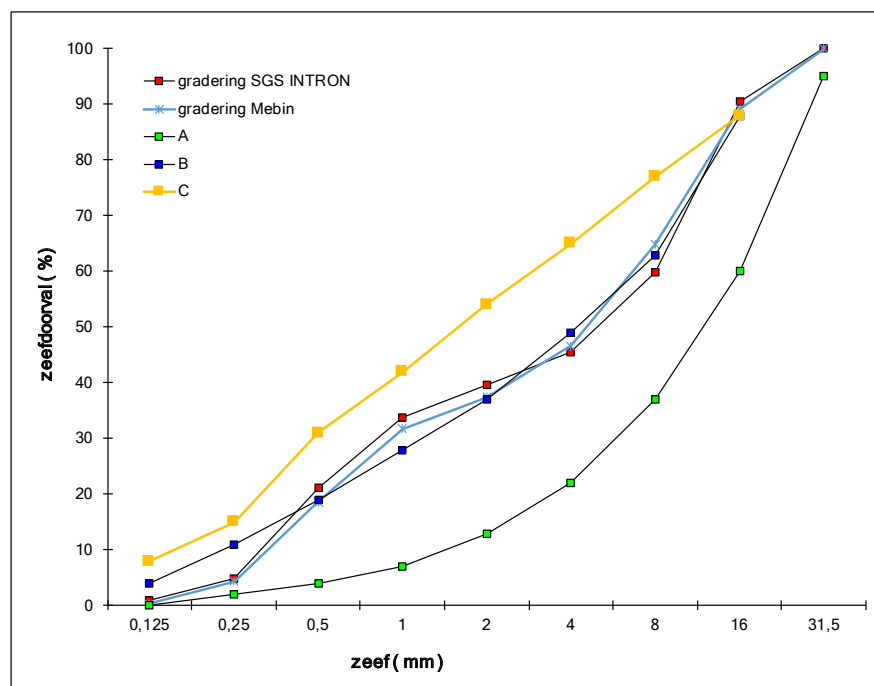
Na homogeniseren zijn de toeslagmaterialen gekarakteriseerd. Aan een representatief monster zijn per toeslagfractie de volgende analyses uitgevoerd volgens de vigerende normen:

- Korrelgrootteverdeling;
- Fijne bestanddelen;

- Dichtheid;
- Wateropname.

De resultaten zijn gedetailleerd beschreven in analyserapport 181147 (bijlage A). Deze eigenschappen zijn noodzakelijk om een goed mengselontwerp te maken.

De gradering van het toeslagmengsel kon goed benaderd worden met de ontvangen monsters van de 3 toeslagfracties. Zie onderstaand figuur. Hierin zijn ter illustratie ook de zgn. A-, B- en C-lijnen opgenomen, die de ontwerpgebieden definiëren, die normaliter gebruikt worden bij het mengselontwerp.



Figuur 4 Gradering toeslagmengsel SGS INTRON versus Mebin. NB: Ontwerpgebied I ligt tussen curves A en B en ontwerpgebied II tussen curves B en C.

3.2.3. Aanmaak betonspecie

De betonspecie is aangemaakt met een dwangmenger in het laboratorium. De toeslagmaterialen zijn nat gedoseerd. Het vochtgehalte van de 3 toeslagfracties is van tevoren bepaald ter correctie van de hoeveelheid aanmaakwater. De verwerkbaarheid is ingesteld op consistentie F4. Hiertoe is de hulpstof Cretoplast gedoseerd conform Tabel 1 en is de hoeveelheid LR-9400 aangepast om F4 te bereiken.

Voor het inslaan van de proefstukken, benodigd voor de beproeving van de mechanische eigenschappen, zijn charges van circa 50 liter geproduceerd. Voor de meting van de adiabatische warmte-ontwikkeling is een charge van 20 liter gemaakt.

3.2.4. Testprogramma

De volgende eigenschappen zijn gemeten:

1. Adiabatische warmte-ontwikkeling conform CUR-Aanbeveling 67 (uitbesteed aan extern laboratorium);
2. De ontwikkeling van de kubusdruksterkte (na 1, 3, 7 en 28 dagen) conform NEN-EN 12390-3;
3. De ontwikkeling van de stijfheid (na 1, 3, 7, 20 en 28 dagen) conform NT Build 205.

Deze volgorde komt ook overeen met de prioritering in het materiaalonderzoek, die noodzakelijk was in verband met de gelimiteerde hoeveelheid grondstoffen.

De kubusdruksterkte is gemeten aan 2 kubussen per meettijdstip. De stijfheid is gemeten aan cilinders (hoog 300 mm, rond 150 mm). Hiervoor waren 3 cilinders beschikbaar. Dezelfde 3 cilinders zijn op de verschillende meettijdstippen beproefd. Hierbij worden de cilinders steeds belast tot maximaal 33% van de druksterkte. De druksterkte van de cilinders is afgeleid uit de gemeten kubusdruksterkte.

3.2.5. Resultaten

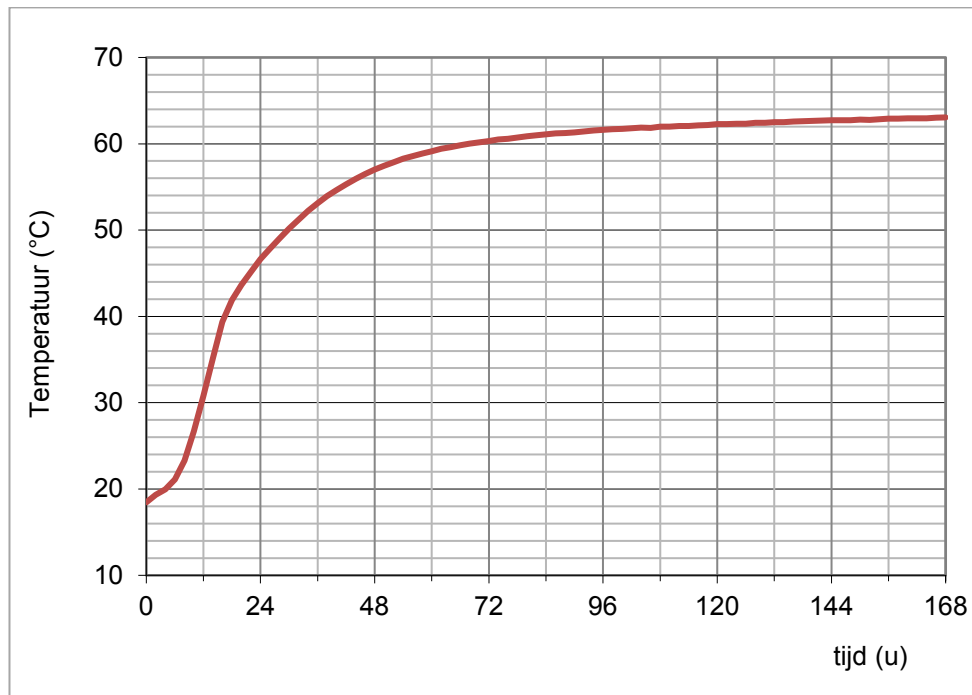
Adiabatische warmteontwikkeling

Tijdens het verhardingsproces van beton wordt warmte ontwikkeld door hydratatie van het cement. De temperatuurontwikkeling van een bepaalde samenstelling wordt gekarakteriseerd door de temperatuurstijging van verhardend beton onder adiabatische omstandigheden te meten. Ten behoeve van het onderzoek is betonspecie samengesteld volgens tabel 1. Vervolgens is een polystyreen kubusmal (ribbe 150 mm) gevuld met deze specie waarna het proefstuk direct in de meetopstelling is geplaatst. Vanaf dat moment is de temperatuurontwikkeling in de kern van het proefstuk gemeten en geregistreerd. Tijdens de meting is de temperatuur van het medium rondom het proefstuk volautomatisch gelijk gehouden aan de temperatuur van het proefstuk, waardoor er geen warmte is toegevoegd dan wel onttrokken aan het proefstuk. De meting heeft onafgebroken plaatsgevonden gedurende 7 dagen.

De bepaling van de adiabatische temperatuurontwikkeling heeft plaatsgevonden vanaf 25 april 2018 tot 2 mei 2018. De aanvangstemperatuur van het mengsel bedroeg 18,5 °C. Na 168 uur werd een temperatuur bereikt van 63,1 °C.

Maximale temperatuurstijging (ΔT):	44,6 K
Volumieke massa:	2.392 kg/m ³
Aangenomen specifieke warmte (c):	1.000 J/kg/K
Aangenomen thermische capaciteit:	2.392 kJ/m ³ K
Totale hydratatie warmte (H):	106.669 kJ/m ³

Het verloop van de temperatuurontwikkeling is in onderstaande grafiek weergegeven.



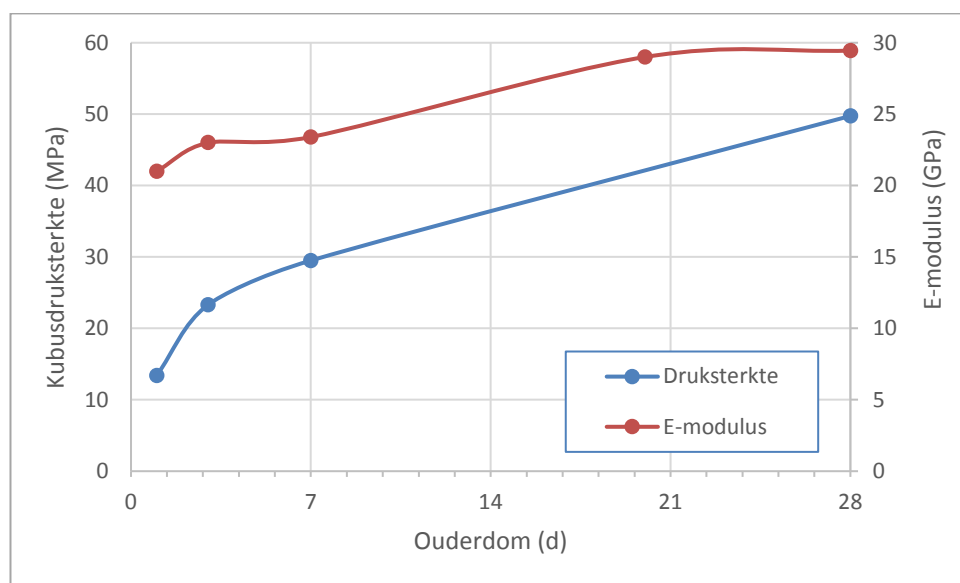
Figuur 5 Adiabatische temperatuurontwikkeling wintermengsel

Ontwikkeling mechanische eigenschappen

De ontwikkeling van de kubusdruksterkte t/m 28 dagen ouderdom wordt getoond in Tabel 2 en Figuur 6.

Tabel 2 Ontwikkeling kubusdruksterkte en E-modulus wintermengsel

Ouderdom (d)	Kubusdruksterkte (MPa)			E-modulus (GPa)			
	Kubus 1	Kubus 2	Gem.	Cilinder 1	Cilinder 2	Cilinder 3	Gem.
1	13,0	13,8	13,4	21,8	21,4	19,8	21,0
3	23,3	23,3	23,3	23,6	23,0	22,4	23,0
7	29,7	29,3	29,5	23,9	24,0	22,3	23,4
20				29,6	29,4	28,0	29,0
28	49,7	49,8	49,8	29,6	29,3		29,5



Figuur 6 Ontwikkeling kubusdruksterkte en E-modulus wintermengsel

De 28-daagse kubusdruksterktes uit de productiecontrole van Mebin voor de stort van de 4^e verdiepingvloer bedragen:

- Vloerdeel 4B1: 47,8 MPa;
- Vloerdeel 4B2: 49,2 MPa;
- Vloerdeel 4B3: 50,5 MPa;
- Gemiddeld: 49,2 MPa.

De 28-daagse kubusdruksterkte, gemeten door SGS INTRON, komt zeer goed overeen met de productiewaardes.

In hoofdstuk 4 wordt de vroege sterkte-ontwikkeling gemeten door SGS INTRON vergeleken met de waardes uit de ijklijn voor de Concremate.

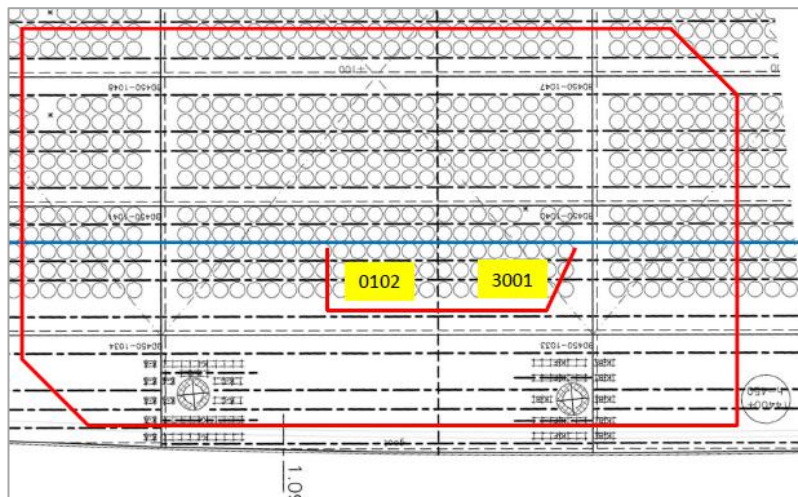
3.3. Onderzoek monsters 4^e verdieplingsvloer

3.3.1. Monstername

Op aanwijzing van de OVV zijn 2 platen bemonsterd uit de ingestorte 4^e verdieplingsvloer. In onderstaande figuren wordt de locatie van deze platen getoond. De platen zijn genomen aan weerszijden van de stortnaad tussen vloerdelen 4B1 en 4B2. De platen zijn gecodeerd: plaat 0102 uit 4B2 en plaat 3001 uit 4B1. Het voorste deel van de platen bevat geen bollen, het achterste deel wel (zie ook Figuur 8).

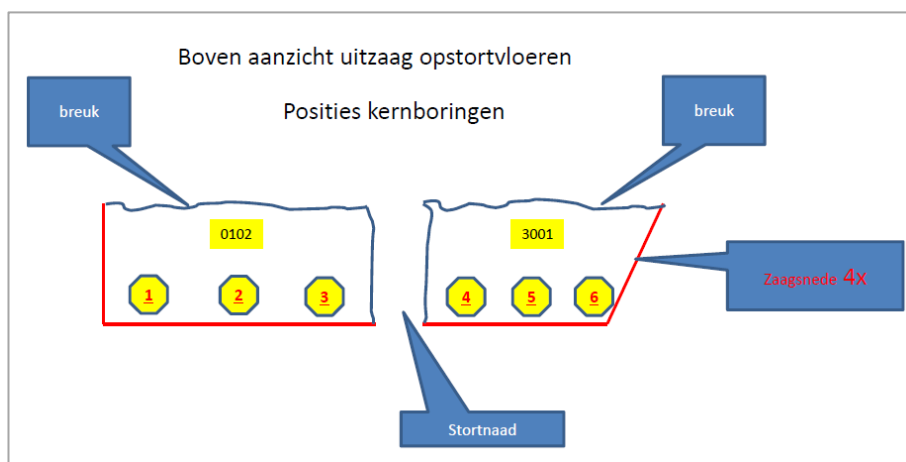


Figuur 7 Locatie monstername platen (bron: OVV)



Figuur 8 Locatie platen (bron: OVV)

Op de bouwplaats te Eindhoven zijn op aanwijzing van de OVV kernen geboord door de volledige dikte van de vloer. Figuur 9 toont de boorlocaties. De kernen zijn gecodeerd 1 t/m 6. Kern 4 is niet geboord.



Figuur 9 Boven-aanzicht platen met locaties kernboringen (bron: OVV).

Zowel de platen als de boorkernen zijn naar het laboratorium van SGS INTRON te Sittard vervoerd voor nader onderzoek.



Foto 1 Platen, opgeslagen op terrein SGS INTRON.

3.3.2. Onderzoek platen

Op verzoek van de OVV zijn de platen door SGS INTRON met name onderzocht op de aanwezigheid van oorspronkelijke scheuren (niet veroorzaakt door de val na het bezwijken van de vloer). Daarnaast is aandacht besteed aan de hechting tussen prefab vloerplaat en druklaag en de betonkwaliteit van beide lagen. Deze aspecten zijn vervolgens in detail onderzocht aan de hand van de boorkernen.

Om de scheuren goed te kunnen detecteren zijn de platen eerst natgespoten. Tijdens het drogen blijven defecten zoals scheuren en holtes het langst vochtig en zijn dan goed waarneembaar. Ten behoeve van de foto's zijn de scheuren rood gemarkeerd.

Op beide platen is aan de bovenzijde een coating aanwezig.

Plaat 3001 (4B1)

Onderstaande foto's tonen plaat 3001 na opdrogen en markeren van scheuren. De belangrijkste waarnemingen:

- a) De plaat bevat meerdere, min of meer parallel lopende verticale scheuren. De oriëntatie van de scheuren is haaks op de plaatlengte.
- b) De breedplaat is gedeeltelijk onthecht van de druklaag. Dit is herkenbaar aan de met water gevulde luchtspleet (na gedeeltelijk opdrogen).
- c) De verticale scheuren gaan door de gehele dikte van de druklaag en lopen door in de breedplaat op locaties met hechting. Indien de scheur stopt op het grensvlak met de breedplaat, dan is hier geen hechting aanwezig.



Foto 2



Foto 3

Plaat 0102 (4B2)

Foto 4 en Foto 5 tonen plaat 0102 na opdrogen en markeren van scheuren. De waarnemingen:

- a) Ook in deze plaat komen meerdere parallele, verticale scheuren voor, haaks op de plaatlengte.
- b) De breedplaat is vrijwel overal onthecht van de druklaag.
- c) De verticale scheuren gaan ook door de hele druklaag, maar lopen doorgaans niet door in de breedplaat.



Foto 4



Foto 5

3.3.3. Onderzoek boorkernen uit platen

Testprogramma

De volgende testen zijn uitgevoerd aan de boorkernen:

1. Visuele beoordeling (alle kernen)
De betonkwaliteit van zowel de breedplaat als de druklaag is beoordeeld. Verdere aandachtspunten: scheuren (oriëntatie, verloop, scheurwijdte), hechting breedplaat/druklaag.
2. Fluorescentie-onderzoek (2 kernen)
De kernen zijn (in delen) geïmpregneerd met fluorescerende hars. Na uitharding zijn de kernen in lengterichting doorgezaagd en is de langsdoorsnede beoordeeld onder normaal en UV-licht.
3. Polarisatiefluorescentiemicroscopie (PFM, 2 kernen)
Op basis van het fluorescentie-onderzoek is in beide kernen een locatie gekozen binnen de druklaag, waarvan een slijpplaat (dikte 30 µm) is vervaardigd. Deze slijpplaten zijn onderzocht met PFM. Bijzondere aandacht ging hierbij uit naar aanwijzingen voor de ouderdom, waarop scheurvorming is opgetreden. Daarnaast is aandacht besteed aan de microstructuur, samenstelling toeslag en bindmiddel, indicatieve water/cement-factor en eventuele overige bijzonderheden.
4. Druksterkte (2 kernen)
De druksterkte van de druklaag is bepaald aan kernen 2 en 3. Deze kernen bevatten slechts weinig scheuren, die ook hoofdzakelijk (min of meer) dwars op de lengterichting van de kern lopen. Uit elke kern is 1 proefstuk gezaagd. De druksterkte is beproefd conform NEN-EN 13791.

5. E-modulus (2 kernen)

De E-modulus (stijfheid) van de druklaag is bepaald aan proefstukken met hoogte/diameter (h/d) verhouding 2,0. De test is uitgevoerd conform NT Build 205.

De verdeling van de testen over de kernen wordt getoond in Tabel 3.

Tabel 3 Testprogramma boorkernen

Analyse	Plaat 0102 (4B2)			Plaat 3001 (4B1)	
	Kern 1	Kern 2	Kern 3	Kern 5	Kern 6
Visuele beoordeling	X	X	X	X	X
Fluorescentie	X				X
PFM	X				X
Druksterkte		X	X		
E-modulus		X	X		

Druksterkte en E-modulus van druklaag

De druksterkte en E-modulus van de druklaag zijn indicatief bepaald aan 2 proefstukken per analyse. Voor bepaling van de druksterkte dient h/d gelijk aan 1,0 te zijn. Bij monster 9 kon hieraan niet worden voldaan. De h/d hiervan wijkt sterk af van 1,0. De druksterkte is hiervoor gecorrigeerd met de zgn. Bonzel-correctie. Deze waarde (74 MPa) wordt hier verder buiten beschouwing gelaten.

De druksterkte van kern 3 bedraagt 66 MPa. Deze waarde mag conform NEN-EN 13791 vergeleken worden met de kubusdruksterkte. In de productiecontrole van Mebin is de kubusdruksterkte na 91 dagen gemeten. De gemiddelde waarde (uit 6 kubussen) voor de 4^e verdiepingvloer bedroeg 62 MPa. De hogere druksterkte van de kernen (indicatieve waarde) is verklaarbaar op basis van de betonsamenstelling. Mengsels met hoogovencement vertonen ook na 91 dagen nog een significante toename van de sterkte.

De E-modulus, gemeten aan de kernen (32 GPa), is vergelijkbaar met de waarde, gemeten aan cilinders na 28 dagen (30 GPa, zie § 3.2.5). Deze stijfheden (in druk) zijn conform verwachting.

Tabel 4 Druksterkte en E-modulus druklaag

Kern	Monster	Diameter (mm)	Hoogte (mm)	h/d	Dichtheid (kg/m ³)	Druksterkte (MPa)	E-modulus (GPa)
2	9	94,7	60,1	0,63	2260	74,1*	
	8	94,8	189,4	2,00	2290		31,0
3	11	94,7	94,8	1,00	2300	66,2	
	10	94,7	189,5	2,00	2280		32,6

*: Bonzel-correctie toegepast vanwege lage h/d.

Visuele beoordeling, fluorescentie- en PFM-onderzoek

De resultaten van dit onderzoek zijn gedetailleerd beschreven in analyserapport 180918a (bijlage B). Tabel 5 geeft een samenvatting van de visuele beoordeling van de kernen. Hieronder volgt een toelichting op enkele aspecten. Voor meer informatie wordt verwezen naar de bijlage.

Scheuren

De verticale scheuren in de kernen lopen over (vrijwel) de gehele dikte van de druklaag. Indien er hechting is met de breedplaat (kern 6), dan loopt de verticale scheur door in de breedplaat. De scheuren lopen altijd door de (grove) toeslag heen. Dit is een belangrijke aanwijzing, dat de scheuren niet in de jonge fase zijn ontstaan. Met PFM is gekeken naar de aanwezigheid van zgn. 'pastabruggen'. Deze pastabruggen ontstaan juist indien de scheurvorming in de jonge (plastische of half-plastische) fase ontstaan. Deze zijn niet aangetroffen.

Verdichting druklaag

De verdichting van het beton van de druklaag is redelijk tot goed. Er zijn geen aanwijzingen gevonden voor onvoldoende verdichting van het beton (ook niet in de platen). Wel bevat het beton van de druklaag opvallend veel fijne (< 2 mm) luchtbellen. Dergelijke fijne luchtbellen leiden niet tot vermindering van de betonsterkte.

Breedplaat

Alle kernen zijn geboord in dezelfde breedplaat. In alle kernen is te zien dat het beton van deze breedplaat is ontmengd. In de bovenste 15 tot 20 mm bevindt zich een cementrijke laag. Deze laag vertoont ook veel (krimp) scheurtjes. Op het grensvlak met de druklaag komen verder opvallend veel luchtbelletjes voor. Deze bevinden zich nog in de breedplaat. De luchtbelletjes zijn doorgaans gesloten aan de bovenzijde. Verder is het grensvlak niet opgeruwd.

Tabel 5 Samenvatting visuele beoordeling kernen

Laag	Parameter	Kern 1	Kern 2	Kern 3	Kern 5	Kern 6
Druklaag	Dikte (mm)	470	465	460	365	445
	Scheuren	Verticaal	Diagonaal en verticaal	Horizontaal	Verticaal	Verticaal
	Door toeslag?	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja
	Scheurwijdte (mm)	< 0,1 tot 1,0	< 0,1 tot 0,2	< 0,1	< 0,1	≤ 0,1
Breedplaat	Dikte (mm)	72	70	74	Ontbreekt	81
	Ontmenging	Ja	Ja	Ja	-	Ja
Grensvlak	Hechting?	Nee	Nee	Nee	-	Ja
	Opgeruwd?	Nee	Nee	Nee	-	Niet beoordeeld
	Bijzonderheden	Veel luchtbellen	Luchtbellen	Veel luchtbellen	-	Veel luchtbellen

4. REGELGEVING OMTRENT STORTEN TIJDENS KOUDE WEERSOMSTANDIGHEDEN

In dit hoofdstuk gaat SGS INTRON in op de regelgeving die van toepassing is bij het storten van beton tijdens koud weer. Hierbij heeft SGS INTRON gekeken naar:

- Nederlandse normen die van toepassing (kunnen) zijn;
- Nederlandse praktijkrichtlijnen;
- Europese normen die van toepassing zijn.

Voor zover dit mogelijk is op basis van nu beschikbaar gestelde gegevens, vermeldt SGS INTRON in hoeverre de relevante regelgeving is gevolgd bij het storten van de betonnen druklagen van de secties 4B1 en 4B2 van de parkeergarage in Eindhoven.

4.1. Nederlandse normen & praktijkrichtlijnen

In de (inmiddels ingetrokken) Nederlandse norm NEN 6722:2002 “Voorschriften Beton – Uitvoering” zijn maatregelen voorgeschreven, die moeten worden genomen wanneer beton wordt gestort bij koud weer (onder § 12.5). In deze norm is hiervoor een onderverdeling gemaakt in zogeheten weerfasen 0 tot 6, waarbij fase 6 hoort bij de koudste omstandigheden. Hoe kouder de weerfase, hoe meer maatregelen genomen moeten worden om het gestorte beton te beschermen tegen vorstschade.

De NEN-norm is weliswaar ingetrokken, maar de indeling in weerfasen en de bijbehorende maatregelen worden nog steeds als goede bouwpraktijk beschouwd en zijn om die reden opgenomen in diverse praktijkrichtlijnen. Zo zijn deze maatregelen:

- Opgenomen in het digitaal kenniscentrum van de VOBN (Vereniging van Ondernemingen van Betonmortelfabrikanten in Nederland)².
- Vermeld in de Betonpocket (uitgave van Mebin, ENCI en Sagrex) onder § 6.18.1 van de actuele 2016 editie.
- Terug te vinden in de Betonlexicon³, een online “woordenboek” opgesteld door vertegenwoordigers van meerdere brancheverenigingen op het gebied van cement- en betonproducten⁴.

Uit het voorgaande blijkt dat het systeem van weerfasen en maatregelen algemeen wordt ondersteund in de Nederlandse bouwpraktijk.

De tabel met de weerfase indeling en de bijbehorende maatregelen is hieronder weergegeven.

² <http://www.vobn-beton.nl/beton-kenniscentrum/beton-storten/uitvoering/beton-in-de-zomer-en-winter>

³ <http://betonlexicon.nl/W/Weerfasen/>

⁴ BV, BFBN, C&BC, VBR, VOBN en VWN

Tabel 6 Weerfasen en beschermingsmaatregelen (bron: kenniscentrum VOBN).

Weerfasen	Verwachte gemiddelde temperatuur	Temperatuur 's nachts op locatie	Maatregelen
0	plus 4°C of hoger	géén vorst of niet meer dan 1 graad vorst	Geen eisen, maar afdekken of beschermen kan verstandig zijn.
1	plus 4°C of hoger	meer dan 1 graad vorst	Geen eisen, maar afdekken of beschermen kan verstandig zijn.
2	tussen 0°C en plus 4°C	niet meer dan 2 graden vorst	Afdekken en isoleren tot een sterkte van 5 N/mm ² is bereikt, bij harde wind geldt weefase 3.
3	tussen 0°C en plus 4°C	meer dan 2 graden vorst	Afdekken, isoleren én daarnaast óf warmte toevoeren, of verwarmde betonspecie gebruiken, óf cement met hoge hydratatiwarmte óf de wcf verlagen. Maatregelen handhaven tot een betonsterkte van 5 N/mm ² is bereikt.
4	beneden 0°C	niet meer dan 5 graden vorst	Als weefase 3, echter specietemperatuur bij storten > 10°C en temperatuur betonoppervlak boven + 4°C houden tot een betonsterkte van 5 N/mm ² is bereikt.
5	beneden 0°C	5 tot 10 graden vorst	Als weefase 4: reken erop dat warmtetoevoer nodig zal zijn om de temperatuur van het betonoppervlak boven 4°C te houden.
6	beneden 0°C	meer dan 10 graden vorst	Specieaanmaak, storten en afwerken mag alléén in omhulde ruimten gebeuren bij > 8°C.

Noot 1: Bij het kenniscentrum VOBN is niet nader toegelicht over welk tijdsinterval de "verwachte gemiddelde temperatuur" bepaald wordt. Volgens de NEN 6722 en in de betonpocket wordt hiermee het tijdsinterval bedoeld van 's ochtends 9.00 uur tot de volgende ochtend 9.00 uur.

Noot 2: er is overigens sprake van een nieuwe Nederlandse norm, waarin de weerfasen terug zullen keren, de NEN 8760. Deze norm is in ontwikkeling en is de Nationale aanvulling op de Europese norm NEN-EN 13670, die in het onderstaande hoofdstuk (vanaf pagina 3) nader wordt toegelicht.

Weer tijdens storten van druklagen secties 4B1 en 4B2

De druklagen van secties 4B1 en 4B2 zijn gestort op respectievelijk 30 januari en 1 februari 2017. Het KNMI heeft een weerstation in Eindhoven. De daggegevens van dit weerstation zijn op de site van het KNMI op te vragen⁵. Volgens het KNMI was het weer op de twee stortdagen als volgt:

Tabel 7 Weersomstandigheden op de stortdata volgens het KNMI.

Weerseigenschap	30-1-2017	1-2-2017
Minimum temperatuur (°C)	2,4	-0,6
Etmaalgemiddelde temperatuur (°C)	5,4	3,6
Maximum temperatuur (°C)	7,7	6,0
Neerslaghoeveelheid (mm)	5,3	0,2
Gemiddelde windsnelheid (m/s)	4,7 (3 Bft)	3,6 (3 Bft)
Maximale uurgemiddelde windsnelheid (m/s)	7,0 (4 Bft)	5,0 (3 Bft)

Dit betekent dat voor het weer op 30 januari weefase 0 van toepassing is. Voor het weer van 1 februari is weefase 2 van toepassing (er was geen sprake van een harde wind, de windkracht bedroeg 3 Bft).

⁵ <https://projects.knmi.nl/klimatologie/daggegevens/index.cgi>

Volgens tabel 2 was het voor de stort van sectie 4B1 mogelijk verstandig om het betonoppervlak af te dekken of te beschermen. Voor de stort van sectie 4B2 is het volgens de tabel noodzakelijk om het oppervlak af te dekken en te isoleren tot een betonsterkte van 5 N/mm² is bereikt.

Voor de bouwer zijn er meerdere bronnen beschikbaar om zich voorafgaand aan een stort op de hoogte te stellen van het te verwachten weer. Hiervoor kan betreffende weerstation (Eindhoven) worden geraadpleegd of kan er op internet worden gekeken: Cobouw, Winterservice of Bouwweer (e-mailservice voor de bouw, een winterabonnement is mogelijk). Een andere mogelijkheid is het raadplegen van de Weathernews Weerlijn (0900 2000 8003).

Volgens opgave van de Onderzoeksraad zou de bouwer hebben gewerkt op basis van informatie van de site van Buienradar. SGS INTRON beschikt hiervoor geen nadere informatie (op welke momenten heeft de bouwer de weersverwachting gecontroleerd, is de controle voorafgaand aan elke stort uitgevoerd, heeft de bouwer de weerscondities en getroffen maatregelen vastgelegd, etc?)

Volgens opgaaf OVV heeft de aannemer geen beschermende maatregelen getroffen in relatie tot de koude weersomstandigheden.

4.2. Europese normen

De Nederlandse norm NEN 6722 is vervangen door de Europese norm NEN-EN 13670: 2009 "Het vervaardigen van betonconstructies". In deze norm zijn geen weerfasen gedefinieerd, met daaraan gekoppelde maatregelen, om gestort beton te beschermen tegen vorstschade. Wel zijn in deze norm ook enkele artikelen opgenomen, die voorschrijven hoe te handelen bij storten onder koude omstandigheden (zie onderstaand tekstvak).

Net als in de ingetrokken NEN-norm en de Nederlandse praktijkrichtlijnen, onderschrijft de Europese norm dat voorzorgsmaatregelen moeten worden getroffen, bij (voorspelling van) koude temperaturen tijdens het storten en uitharden van beton (in § 8.2, artikel 9).

In de Europese norm zijn de criteria voor het nemen van maatregelen minder exact omschreven dan in de Nederlandse. Volgens de Europese norm is alleen concreet aangegeven dat moet worden voorkomen dat de temperatuur van beton onder het vriespunt komt (zie artikelen § 8.2.8, 8.5.12 en Annex F 8.2.4.).

Noot: De Europese norm laat ruimte voor aanvullende nationale bepalingen. In de inleiding van de norm wordt hierover wel aangegeven dat een verwijzing naar dergelijke aanvullende bepalingen zou moeten worden opgenomen in de uitvoeringsspecificatie ("execution specification").

8.2.: Pre-concreting operations

§ 8.2. artikel 8): Ground, rock, formwork or structural parts in contact with the section to be cast shall have a temperature which does not result in freezing of the concrete before it has sufficient strength to resist the effects of freezing.

§ 8.2. artikel 9): Where the ambient temperature is low, or forecast to be low at the time of casting or in the curing period, precautions shall be taken to protect the concrete against damage due to freezing.

(vervolg op volgende pagina)

8.4.: Placing and compaction

§ 8.4.1. artikel 6): The concrete shall be protected against adverse effects of solar radiation, strong wind, freezing, water, rain and snow, during placing and compaction.

8.5.: Curing and protection

§ 8.5. artikel 1): Concrete in its early life shall be cured and protected from freezing ...;

§ 8.5. artikel 12): The concrete surface temperature shall not fall below 0 °C until the concrete surface compressive strength has reached a minimum value of 5 MPa.

Annex F (informative): Concreting

F.8.2. Pre-concreting operations:

(3) Concreting onto frozen ground*¹ should not be permitted, unless special procedures are followed.

(4) The surface temperature at the construction joint should be above 0 °C at the time of concreting.

Noot: tevens is in Annex F vastgelegd hoelang het betonoppervlak moet worden gecured. Dit is afhankelijk van (1) de curing class, (2) de uithardingssnelheid van het beton, (3) de temperatuur van het betonoppervlak.

Volgens (de informatieve) bijlage A van de norm, is het aanbevolen om een registratie bij te houden van de uitvoering en hierin op te nemen wat de weerscondities zijn tijdens storten en uitharden van het beton. Het is SGS INTRON niet bekend of dit door de bouwer is vastgelegd voor stort 4B1 en 4B2.

Minimale specieteratuur

De Europese norm NEN-EN 206:2014 "Beton - Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit" schrijft onder artikel 5.2.9 voor dat de temperatuur van de betonspecie op het moment van afleveren niet lager mag zijn dan 5°C.

Aanvullend stelt deze norm dat:

- Waar een afwijkende minimumtemperatuur van de betonspecie noodzakelijk is, dit vooraf gespecificeerd dient te zijn.
- Eventuele te nemen maatregelen voor het kunstmatig verwarmen (of afkoelen) van het beton vooraf overeen moeten worden gekomen tussen de fabrikant en de gebruiker van de specie.

Uit de aan SGS INTRON verstrekte informatie blijkt dat de temperatuur van de geleverde betonspecie hoger is dan de in NEN-EN 206 genoemde minimumtemperatuur (ca 10°C bij stort 4B1, ca 11°C bij stort 4B2, zoals vermeld in een door BAM verstrekt Exceloverzicht). Daarmee voldoet de specieteratuur aan de eisen uit de norm.

5. VERHARDINGSIMULATIES

5.1. Algemeen

SGS INTRON heeft eindige elementen simulaties uitgevoerd om de mate van verharding van het in situ beton van de 4^e verdiepingvloer van parkeergarage P1 van vliegveld Eindhoven in kaart te brengen.

Het hoofddoel van de simulaties is om na te gaan of het reëel is dat de door de constructeur opgegeven minimale druksterkte van 18 MPa bereikt is op het moment van het laten schrikken van de vloerdelen die gestort zijn op 30-01-2018 en 01-02-2018.

5.2. Conclusies

Uit de simulaties blijkt, dat het zowel voor de stort op 30-01-2017 als de stort op 01-02-2017 aannemelijk is dat het in situ beton een druksterkte van 18 MPa heeft bereikt voordat er geschrokken is.

NB. De simulaties geven een indicatie van de druksterkte ontwikkeling in het beton tussen de bollen. Er zijn geen uitspraken gedaan of 18 MPa druksterkte voldoende sterk was vanuit constructief oogpunt.

In de volgende paragrafen wordt detailinformatie verstrekt over de uitgangspunten en resultaten van de simulaties.

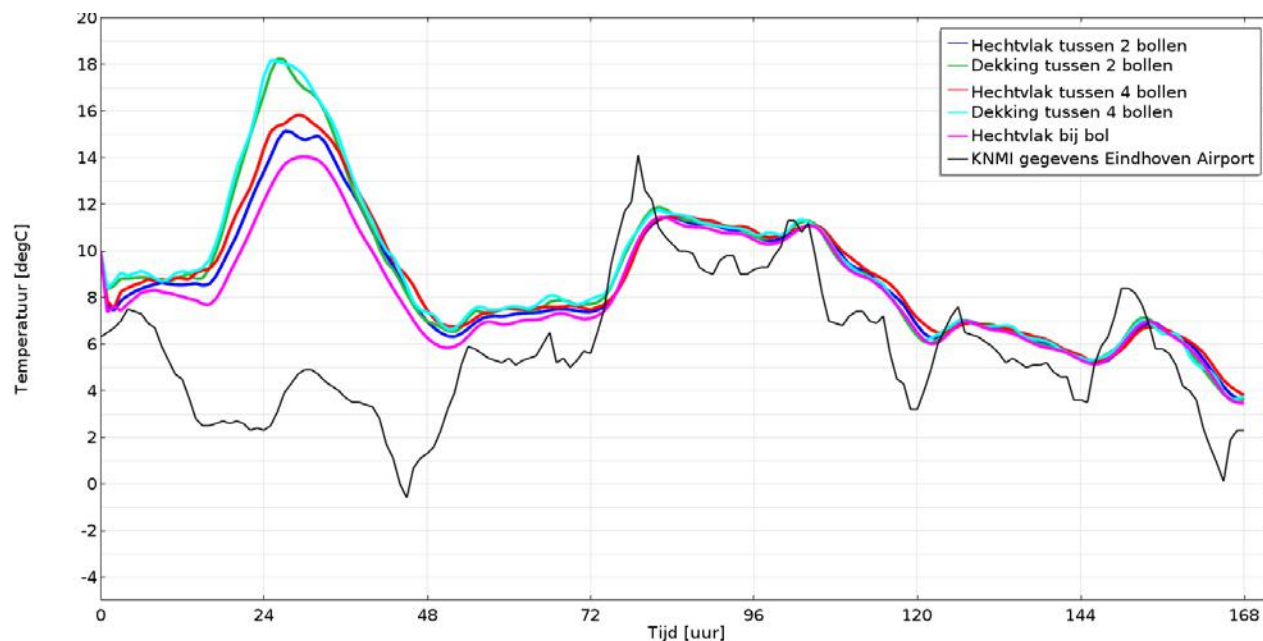
5.3. Resultaten

In deze paragraaf zijn de uitkomsten van de simulaties weergegeven. In de meeste grafieken zijn de data weergegeven op een vijftal locaties in de gemodelleerde eenheid:

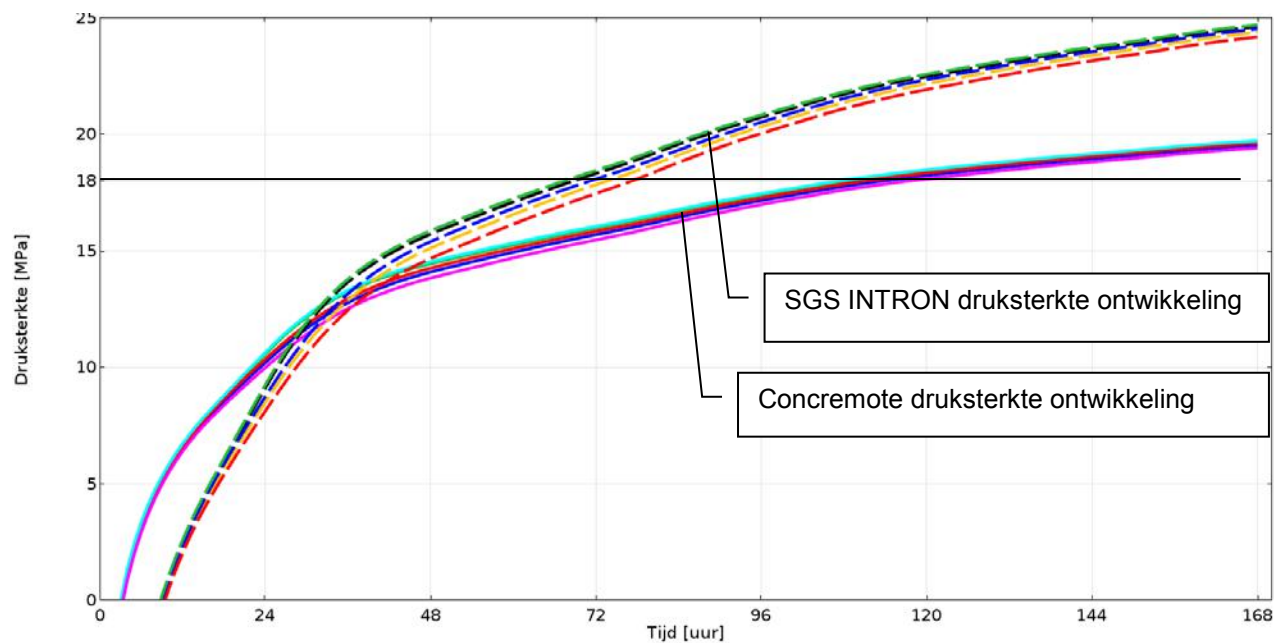
- Dekking (35mm onder oppervlak) – tussen 2 bollen
- Dekking (35mm onder oppervlak) – tussen 4 bollen
- Hechtvlak (10mm boven prefab) – tussen 2 bollen
- Hechtvlak (10mm boven prefab) – tussen 4 bollen
- Hechtvlak (10mm boven prefab) – 10 mm vanaf bol

Door op deze locaties de resultaten te bekijken wordt een beeld gevormd van de warmste en koudste plekken in het in situ beton. Uiteindelijk kan er op die manier een bandbreedte worden gegeven van de druksterkte ontwikkeling in de doorsnede.

5.3.1. Stort van 30-01-2017



Figuur 10: gesimuleerde temperatuurontwikkeling vanaf 07:00 op 30-01-2017

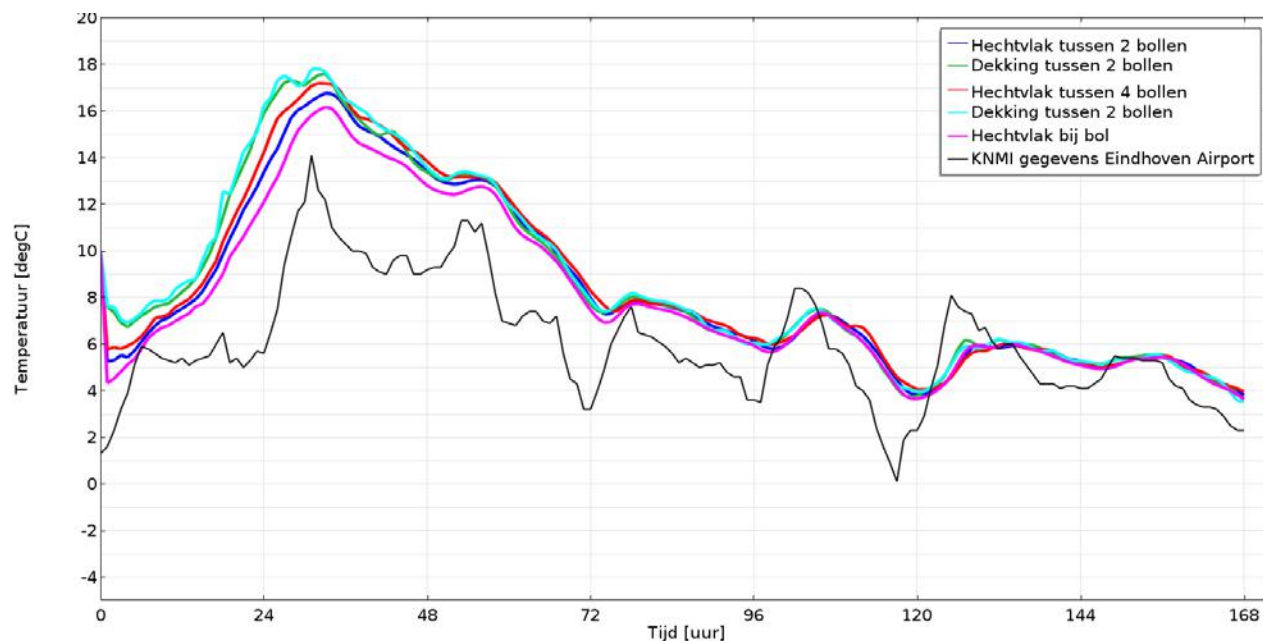


Figuur 11: Gesimuleerde druksterkte ontwikkeling vanaf 07:00 op 30-01-2017

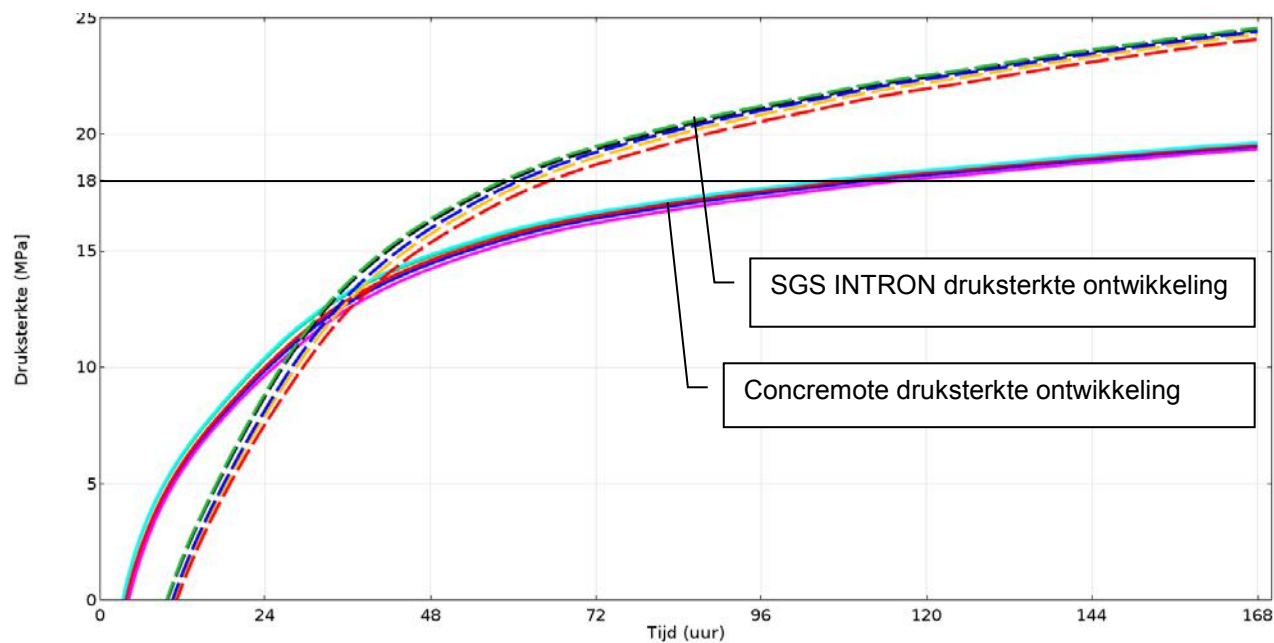
Het moment dat 18 MPa wordt bereikt ligt op ongeveer 3 en 5 dagen na het storten (voor resp. de sterkteontwikkeling gemeten door SGS INTRON en die opgegeven in de Concremote). Met andere woorden op vrijdag 02-02-2017 en zondag 04-02-2017.

Volgens de bouwvolgorde (zie bijlage F) is de vloer die op 30-01-2017 gestort is, op 06-02-2017 geschrokken. Er is dus zelfs in het conservatieve geval (de druksterkte ontwikkeling uit de Concremote) nog 2 dagen marge.

5.3.2. Stort van 01-02-2017



Figuur 12: Gesimuleerde temperatuurontwikkeling vanaf 07:00 op 01-02-2017



Figuur 13: Gesimuleerde druksterkte ontwikkeling vanaf 07:00 op 01-02-2017

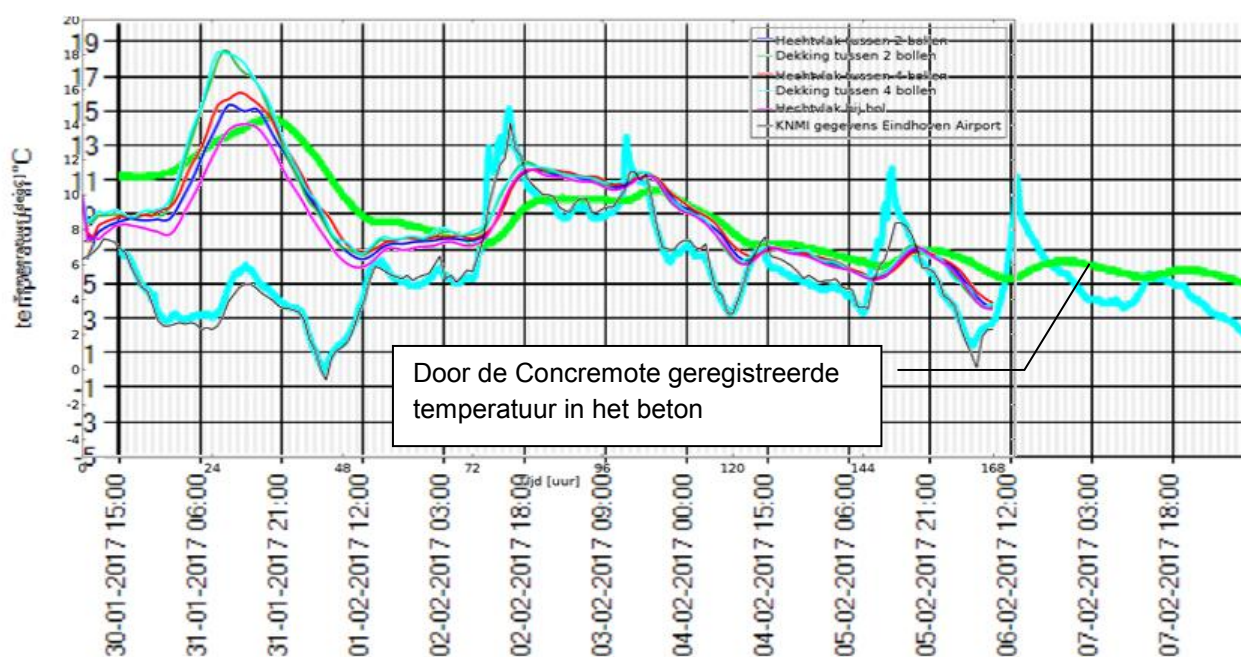
Het moment dat 18 MPa wordt bereikt, ligt op ongeveer 2,5 en 4,75 dagen na het storten (voor resp. de sterkteontwikkeling gemeten door SGS INTRON en die opgegeven in de Concremote). Met andere woorden op zondag 04-02-2017 en dinsdag 06-02-2017.

Volgens de bouwvolgorde (zie bijlage F) is de vloer die op 02-01-2017 gestort is, op 07-02-2017 geschrokken. Er is dus zelfs in het conservatieve geval (de druksterkte ontwikkeling uit de Concremote) nog 1 dag marge.

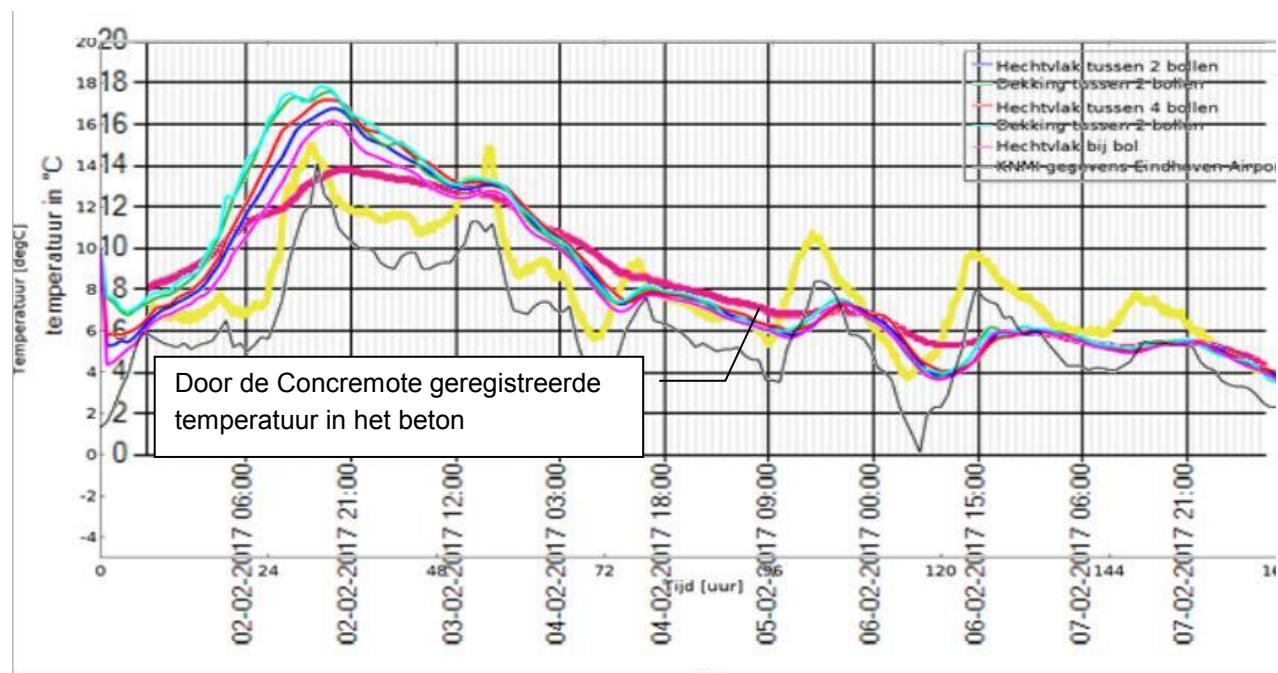
5.3.3. Vergelijk temperatuur met Concremote

In Figuur 14 en Figuur 15 zijn de gesimuleerde temperaturen van SGS INTRON over de grafieken van de Concremote gelegd.

- Het valt op dat de buitentemperaturen vergelijkbaar zijn voor de stort op 30-01-2017 terwijl voor de stort op 01-02-2017 de KNMI-data gemiddeld 2°C onder de door de Concremote gemeten temperaturen liggen.
- De gesimuleerde en de gemeten betontemperaturen lijken min of meer gelijkvormig. De gesimuleerde temperaturen in het beton lijken de omgevingstemperatuur wat sneller te volgen in vergelijking met de metingen van de Concremote. Dit kan echter te maken hebben met de uitgangspunten van de berekening en/of de exacte locatie van het thermokoppel van de Concremote:
 - In de berekeningen is uitgegaan van de volledige gemeten adiabatische ontwikkeling. In de praktijk ligt het begin van deze curve ongeveer gelijk met het moment dat de ingrediënten van het beton gemixt worden bij de betoncentrale. De tijd tussen het mixen en het storten is dus in de simulaties niet meegenomen.
 - De gesimuleerde warmteontwikkeling in het beton gaat uit van een starttijd om 7:00 's ochtends. In de praktijk is het waarschijnlijk dat delen van de vloer later op de dag zijn gestort.
 - De exacte locatie van de thermokoppels van de Concremote zijn bij SGS INTRON niet bekend. Het is mogelijk dat de thermokoppels dieper tussen de bollen gemeten hebben of dat ze op een locatie zijn aangebracht waarbij de bollen een grotere tussenafstand hebben dan de gesimuleerde eenheid.



Figuur 14: Vergelijk met Concremote vanaf 30-01-2017



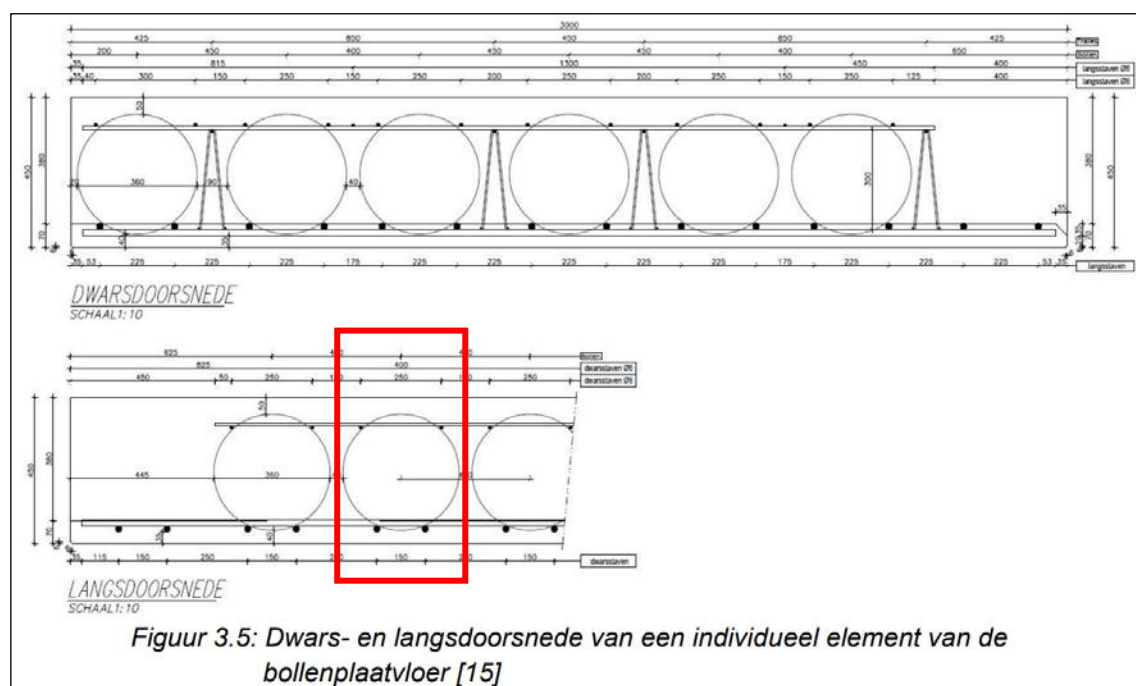
Figuur 15: Vergelijk met Concremote vanaf 02-01-2017

5.4. Uitgangspunten

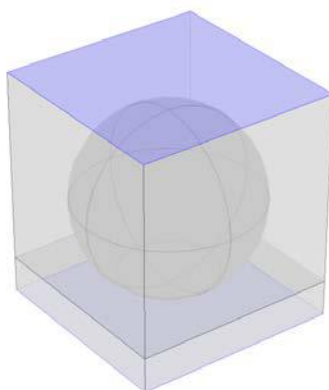
5.4.1. Geometrie

Er is door SGS INTRON gekozen om de simulatie uit te voeren op een eenheid van bol die omringd is door eindelijk veel andere bollen. Er vindt alleen warmteafdracht plaats aan de boven- en onderzijde.

In deze situatie is er de minste betonmassa aanwezig (in vergelijking met delen zonder bollen). Deze keuze leidt tot een conservatieve uitkomst omdat dan de minste warmte ontwikkeld wordt door verharding van het beton.



Figuur 16: Geometrische uitgangspunten; met rood omkaderd de gesimuleerde eenheid.



x.i.x

Figuur 17: Gemodelleerde eenheid

5.4.2. Algemene materiaaleigenschappen

Onderstaande tabel geeft de uitgangspunten weer van de materialen gebruikt in het model.

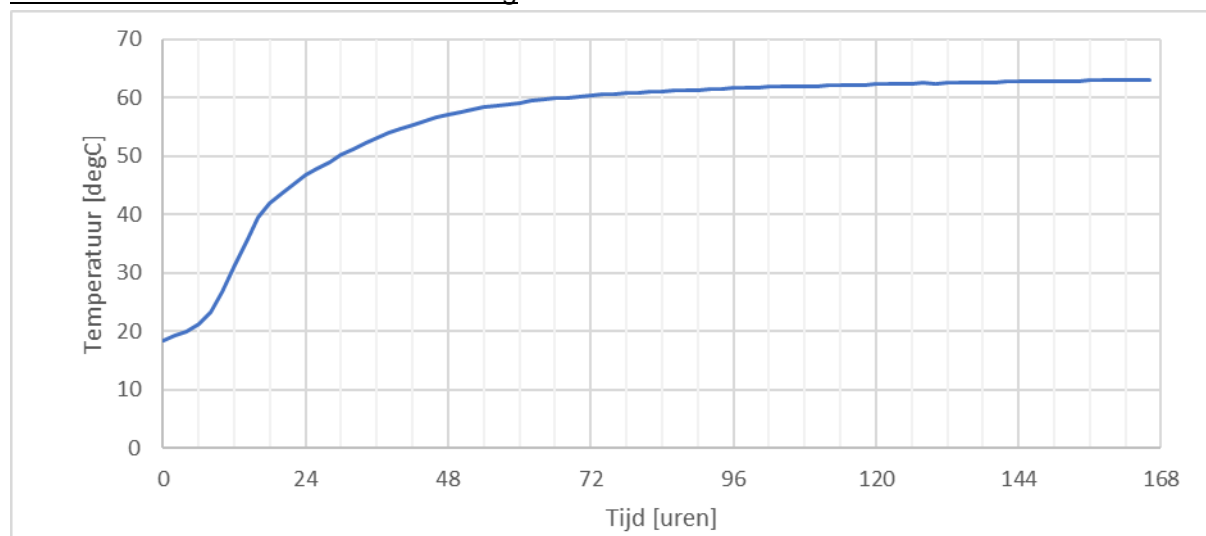
Tabel 8: Algemene materiaaleigenschappen

	Insitu beton	Prefab beton	HDPE bol*
Soortelijk gewicht [kg/m³]	2400	2400	960
Warmte capaciteit [kJ/kgK]	1,0	1,0	2,4
Warmte geleiding [W/mK]	2,4	2,4	0,3

*De bollen zijn in de simulatie niet gevuld.

5.4.3. Extra eigenschappen van het insitu beton

Gemeten adiabatische warmteontwikkeling



Figuur 18: Gemeten adiabaat (uitbesteed bij extern lab conform CUR Aanbeveling 67)

Relatieve ouderdom van beton

De verharding van beton is een exothermische chemische reactie. Typisch voor dit type reactie is dat deze sneller gaat bij hogere temperaturen dan bij lagere temperaturen. De uithardingsnelheid van beton is dus temperatuurafhankelijk.

Om de relatieve ouderdom van het insitu beton te berekenen zijn een tweetal methodes gebruikt. Het eindig elementen programma dat SGS INTRON heeft gebruikt voor de simulaties, Comsol Multiphysics, maakt gebruik van een Arrhenius functie met een activeringsenergie. Op de bouwplaats is gemeten met een Concremote op basis van gewogen rijpheid.

$$R_g = \frac{10(C^{0,1T-1,245} - C^{-2,245})}{\ln C}$$

R_g = de gewogen rijpheid van het beton na 1 uur;

T = de gemiddelde temperatuur van het beton in dat uur;

C = de C-waarde van het gebruikte cement of het gebruikte bindmiddel.

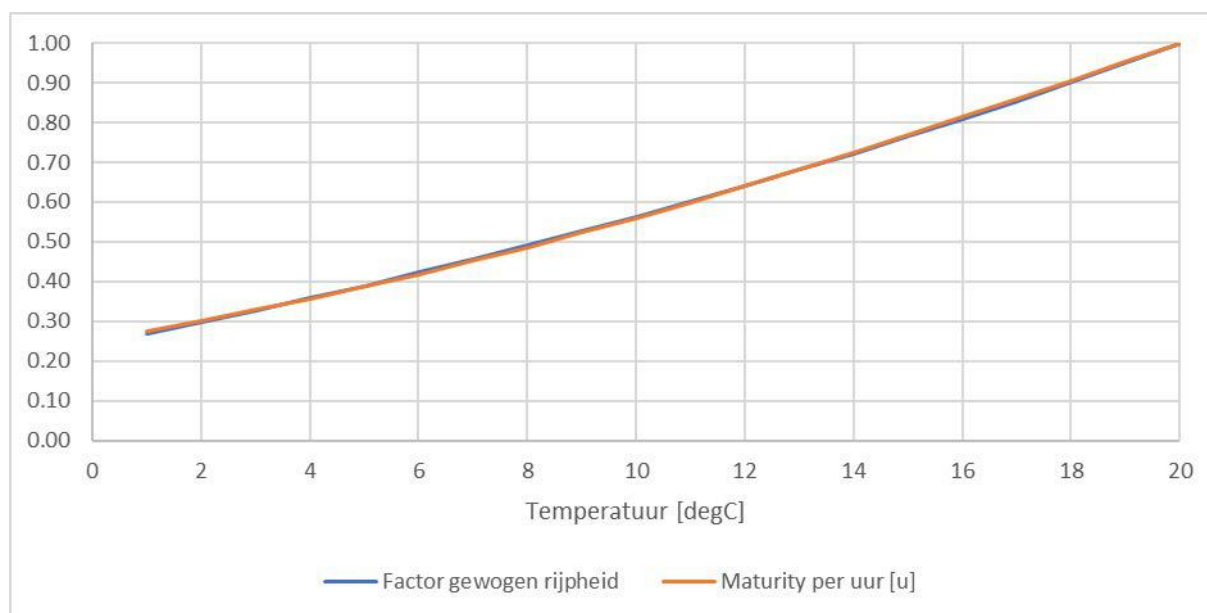
Figuur 19: gewogen rijpheid formule

$$M(t) = \int_{t_{con}}^t e^{\left(\frac{Q}{R} + \frac{\Delta Q}{R}(20-T)\right)}$$

Figuur 20: Formule voor maturity met activeringsenergie Q/R en bijbehorende reductie ΔQ/R voor temperaturen onder de 20°C.

SGS INTRON heeft het Arrhenius model gefit (Q/R = 4091,59 en ΔQ/R = 71,40) aan de gewogen rijpheid uit de Concremote (C-waarde = 1,35). Tussen 0°C en 20°C is het verschil tussen beide methodes niet significant.

Voor deze fit is 1 uur gewogen rijpheid (24,81 Ch) bij 20°C op basis van een C-waarde van 1,35 gelijkgesteld aan 1 uur maturity.

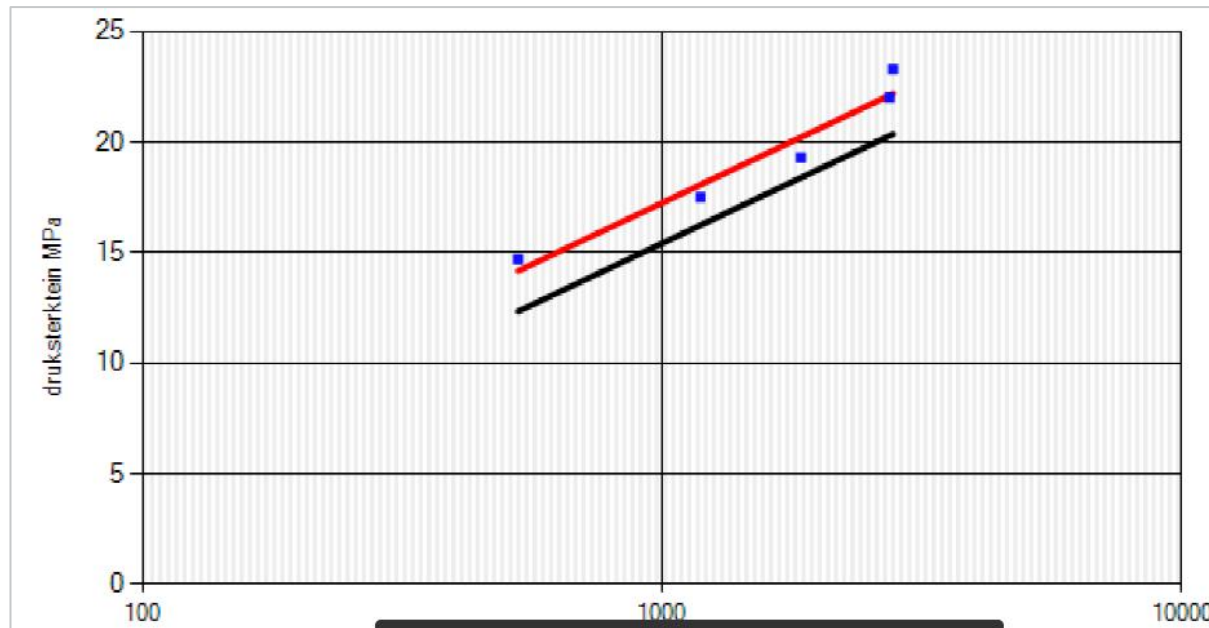


Figuur 21: Resultaten van de fit van de activeringsenergie, Q/R en ΔQ/r, aan gewogen rijpheid met C-waarde 1,35.

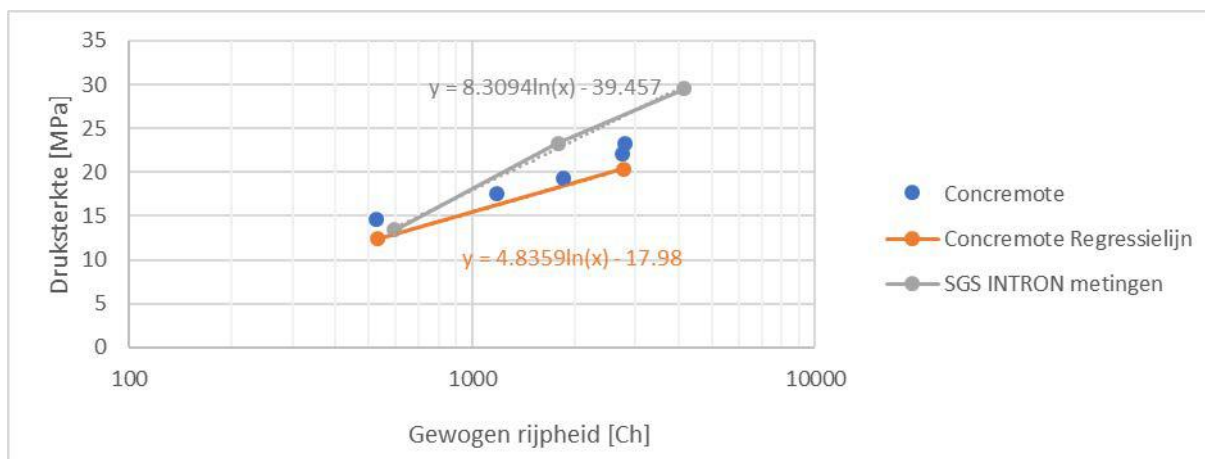
Druksterkteontwikkeling

SGS INTRON is in de simulaties uitgegaan van 2 druksterkte ontwikkelingen:

1. Druksterktes zoals aangegeven in de Concremote uitdraaien (weergegeven in bijlagen D en E) van de betonstorten op 30-01-2017 en 01-02-2017. De regressielijn, zwart, is gebruikt.
2. Door SGS INTRON gemeten druksterkte ontwikkeling zoals gerapporteerd in § 3.2.5.



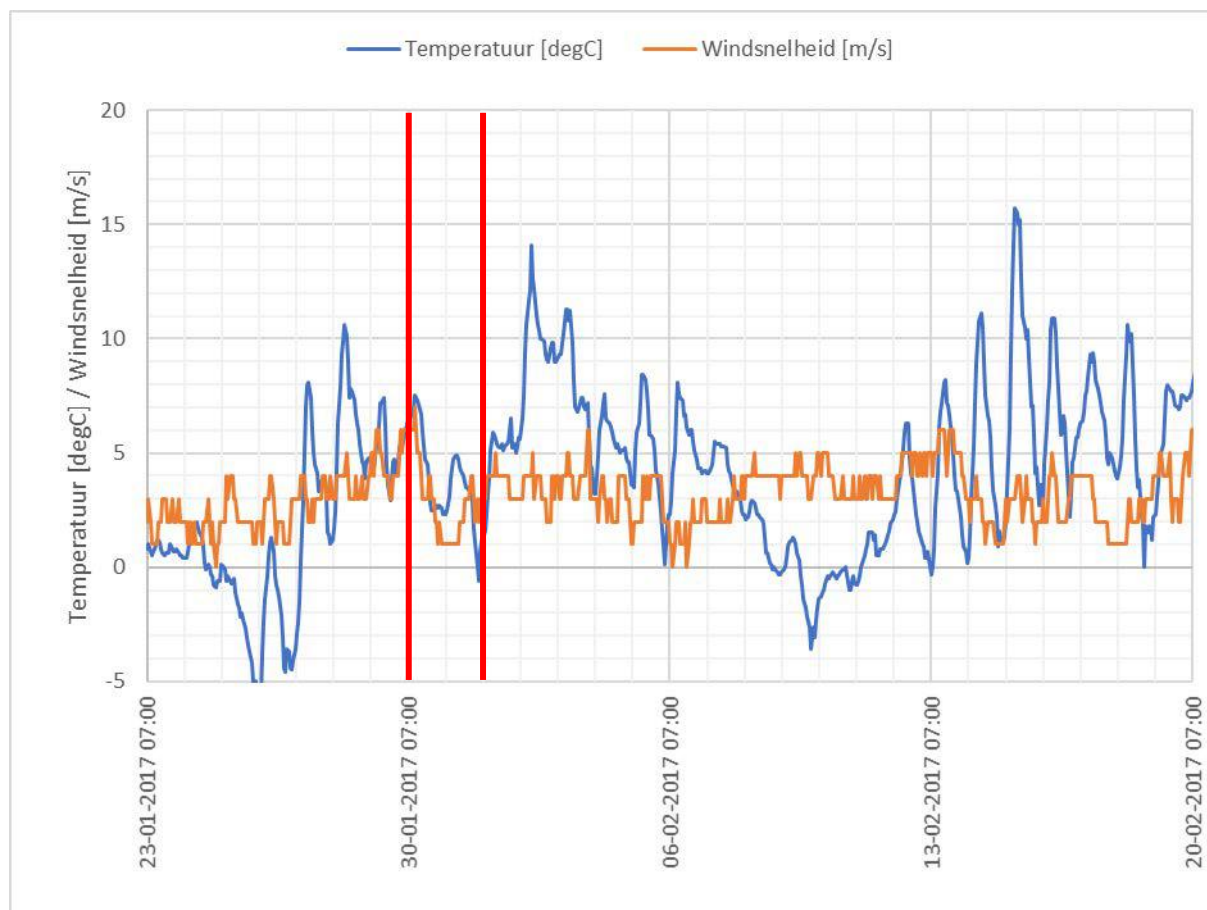
Figuur 22: Deel van de Concremote uitdraai van de stort op 01-02-2017



Figuur 23: Druksterkte ontwikkelingen met daarbij aangegeven de formules van de trendlijnen

5.4.4. Weersomstandigheden

SGS INTRON heeft in de modellen de warmteoverdracht naar de omgeving meegenomen. De overdracht is afhankelijk van temperatuur, windsnelheid en afdekking van het beton. In de simulaties is afdekking van het beton niet meegenomen. Deze gegevens (de uurgemiddelden) zijn overgenomen uit de KNMI-database van het weerstation op Eindhoven Airport.



Figuur 24: Uitdraai KNMI-gegevens van station Eindhoven Airport (in het rood de twee stortdata)

5.4.5. Starttemperaturen

SGS INTRON heeft vastgesteld dat de prefabplaten op basis van de opgetreden weersomstandigheden nagenoeg op omgevingstemperatuur zijn bij de start van de stort.

De specietemperatuur van het in situ beton op het moment van storten is door BAM voor beide storten gerapporteerd tussen de 10°C en 11°C.

BIJLAGE A ANALYSERAPPORT 181147

Analys rapport

SGS INTRON B.V.
 t.a.v. de heer dr. M.M.R. Boutz
 Postbus 5187
 6130 PD SITTARD
 Nederland

Datum : 04 april 2018
 Betreft : Onderzoek grondstoffen OVV wintermengsel, opgehaald bij Mebin-Eindhoven 26-3-2018.
 Uw code : A897062
 Laboratoriumnummer : 181147
 Monsterneming : Door Mebin-Eindhoven
 Periode onderzoek : 27-3-2018 t/m 3-4-2018

Monstergegevens

Monsternummer	Monstertype	Monstercode	Acceptatiedatum
1	CEM III/B 42,5 N	CEM III/B 42,5 N	27-3-2018
2	CEM I 52,5R	CEM I 52,5 R	27-3-2018
3	vliegas	vliegas	27-3-2018
4	zand 0/4mm	zand 0/4mm	27-3-2018
5	grind 4/16mm	grind 4/16mm	27-3-2018
6	grind 4/32mm	grind 4/32mm	27-3-2018
7	hulpstof	Cugla LR 9400 (30%)	27-3-2018
8	hulpstof	Cugla Cretoplast (35%)	27-3-2018

Analysemethoden

Analyse	Analysetechniek	Methode	Q	u
Dichtheid 0,063-4 mm (deeltjes dichtheid)	gravimetrie	NEN-EN 1097-6	Q	
Dichtheid 4-31,5 mm (deeltjes dichtheid)	gravimetrie	NEN-EN 1097-6	Q	
Fijne bestanddelen	gravimetrie	NEN-EN 933-1	Q	
Korrelgrootteverdeling	gravimetrie	NEN-EN 933-1	Q	
Wateropname 24 uur	gravimetrie	NEN-EN 1097-6	Q	

Q = geaccrediteerd door RvA, u = uitbesteed bij onderaannemer, Qu = geaccrediteerd bij de onderaannemer

Opgesteld door: H.P.H. Creemers
 accountmanager

Geautoriseerd door: P. Creemers-van Deijl
 kamcoördinator

Pagina 1 van 2

Resultaten

Analyse	Eenheid	4	5	6
Gehalte fijne bestanddelen	%(m/m)	0,5	0,2	0,2
Korrelgrootteverdeling				
Zeefdoorval 31,5 mm	%(m/m)	100	100	100
Zeefdoorval 25 mm	%(m/m)	100	100	88
Zeefdoorval 22,4 mm	%(m/m)	100	100	78
Zeefdoorval 20 mm	%(m/m)	100	100	71
Zeefdoorval 16 mm	%(m/m)	100	95	55
Zeefdoorval 14 mm	%(m/m)	100	87	47
Zeefdoorval 12,5 mm	%(m/m)	100	74	41
Zeefdoorval 11,2 mm	%(m/m)	100	61	35
Zeefdoorval 10 mm	%(m/m)	100	48	29
Zeefdoorval 8,0 mm	%(m/m)	100	30	20
Zeefdoorval 6,3 mm	%(m/m)	100	14	12
Zeefdoorval 5,6 mm	%(m/m)	100	10	9
Zeefdoorval 5,0 mm	%(m/m)	99	6	7
Zeefdoorval 4,0 mm	%(m/m)	97	3	4
Zeefdoorval 2,0 mm	%(m/m)	87	1	1
Zeefdoorval 1,0 mm	%(m/m)	75	0	0
Zeefdoorval 0,5 mm	%(m/m)	47	0	0
Zeefdoorval 0,25 mm	%(m/m)	11	0	0
Zeefdoorval 0,125 mm	%(m/m)	2	0	0
Zeefdoorval 0,063 mm	%(m/m)	0,7	0,1	0,3
Analysemethode		wassen en zeven	wassen en zeven	wassen en zeven

Analyse	Eenheid	4	5	6
Fractie 0 / 4 mm	%(m/m)		2	2
Fractie 4 / 31,5 mm	%(m/m)		98	96
Fractie > 31,5	%(m/m)		0	2
Dichtheid fractie 4-31,5 mm (Rho rd)	Mg/m ³		2,54	2,56
Dichtheid fractie 4-31,5 mm (Rho a)	Mg/m ³		2,66	2,68
Dichtheid fractie 4-31,5 mm (Rho ssd)	Mg/m ³		2,59	2,60
Fractie 0 / 63 µm	%(m/m)	0		
Fractie 0,063 / 4 mm	%(m/m)	5		
Fractie > 4 mm	%(m/m)	95		
Dichtheid 0,063-4 mm (Rho rd)	Mg/m ³	2,62		
Dichtheid 0,063-4 mm (Rho a)	Mg/m ³	2,66		
Dichtheid 0,063-4 mm (Rho ssd)	Mg/m ³	2,64		
Wateropname 24 uur	%	0,5	1,7	1,7

BIJLAGE B ANALYSERAPPORT 180918A

Analys rapport

Vervangt analys rapport 180918a d.d. 9-7-2018

SGS INTRON B.V.
t.a.v. de heer dr. M.M.R. Boutz
Postbus 5187
6130 PD SITTARD

Datum : 16-7-2018
Betreft : Resultaten laboratoriumonderzoek betonboorkernen uit platen
Uw code : A897060
Laboratoriumnummer : 180918b
Monsterneming : Parkeergarage Vliegveld Eindhoven door de Onderzoeksraad voor de Veiligheid
Periode onderzoek : 27-2-2018 t/m 16-7-2018

Dit analys rapport vervangt analys rapport 180918a d.d. 9-7-2017. In dit analys rapport is de monsternaming de verduidelijkt.

Monstergegevens

Monsternummer	Monstertype	Monstercode	Acceptatiedatum
1	Deel vloerelement	Plaat 0102	27-2-2018
2	Deel vloerelement	Plaat 3001	27-2-2018
3	Betonboorkern	Kern 1+1b (Plaat 0102)	28-2-2018
4	Betonboorkern	Kern 2+2b (Plaat 0102)	28-2-2018
5	Betonboorkern	Kern 3+3b (Plaat 0102)	28-2-2018
6	Betonboorkern	Kern 5 (Plaat 3001)	28-2-2018
7	Betonboorkern	Kern 6+6b (Plaat 3001)	28-2-2018

De Onderzoeksraad voor de Veiligheid heeft de delen vloerelementen en de betonboorkernen aangeleverd.

Analysmethoden

Analyse	Analysetechniek	Methode	Q	u
Kernbeschrijving	Visueel / Microscopie	SGS INTRON		

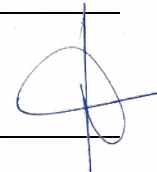
Q = geaccrediteerd door RvA, u = uitbesteed bij onderaannemer, Qu = geaccrediteerd bij de onderaannemer

Op verzoek van de opdrachtgever is het verloop van de scheuren gemarkeerd op de kernen. De kernen zijn nat gemaakt en met perslucht gedroogd. De scheuren tekenen zich dan nat af en zijn hierdoor goed zichtbaar. Met een zwarte stift zijn vervolgens de scheuren gemarkeerd.

Opgesteld door: ing. S.P.M.L. Benders
projectleider



Geautoriseerd door: ing. W. Ubachs
accountmanager



Pagina 1 van 16

Behoudens andersluidende overeenkomst worden de opdrachten uitgevoerd op basis van de meest recente versie van de algemene voorwaarden van SGS INTRON B.V. Op eenvoudig verzoek worden deze voorwaarden opnieuw aan u toegezonden.

De aandacht wordt gevestigd op de beperking van aansprakelijkheid, de vergoedings- en bevoegdheidskwesties bepaald door deze voorwaarden. Dit rapport mag zonder schriftelijke toestemming van het SGS INTRON laboratorium uitsluitend in zijn geheel worden gereproduceerd.

De resultaten hebben uitsluitend betrekking op de onderzochte monsters. De accreditatie omvat alle resultaten behorende bij analyses die bij analysmethoden met een Q zijn gemarkeerd. De meetonzekerheid van de gerapporteerde resultaten en overige prestatiekenmerken kunt u opvragen bij SGS INTRON.

Kern 1+1b (180918-3) kernbeschrijving

1/6



De bovenste twee foto's geven het zijaanzicht van de betonboorkern weer. De kern is "nat" gefotografeerd. De onderste foto geeft het vlak tussen het in het werk gestorte beton (onder links) en de breedplaat (onder rechts) weer.

Er is geen hechting tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat.

Kern

Diameter : 95 mm
Lengte : 470 mm

In het werk gestort beton

Lengte : 395 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Redelijk
Dmax : 22 mm

Veel luchtballen < 2 mm op een diepte van 200 tot 395 mm.

Dekking boven wap. : 87 mm
Diameter boven wap. : 8 mm

Breedplaat

Lengte : 72 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Goed
Dmax : 16 mm

Aantal lagen wapening : 2
Dekking onder wap. : 38 mm
Diameter onder wap. : 12 mm

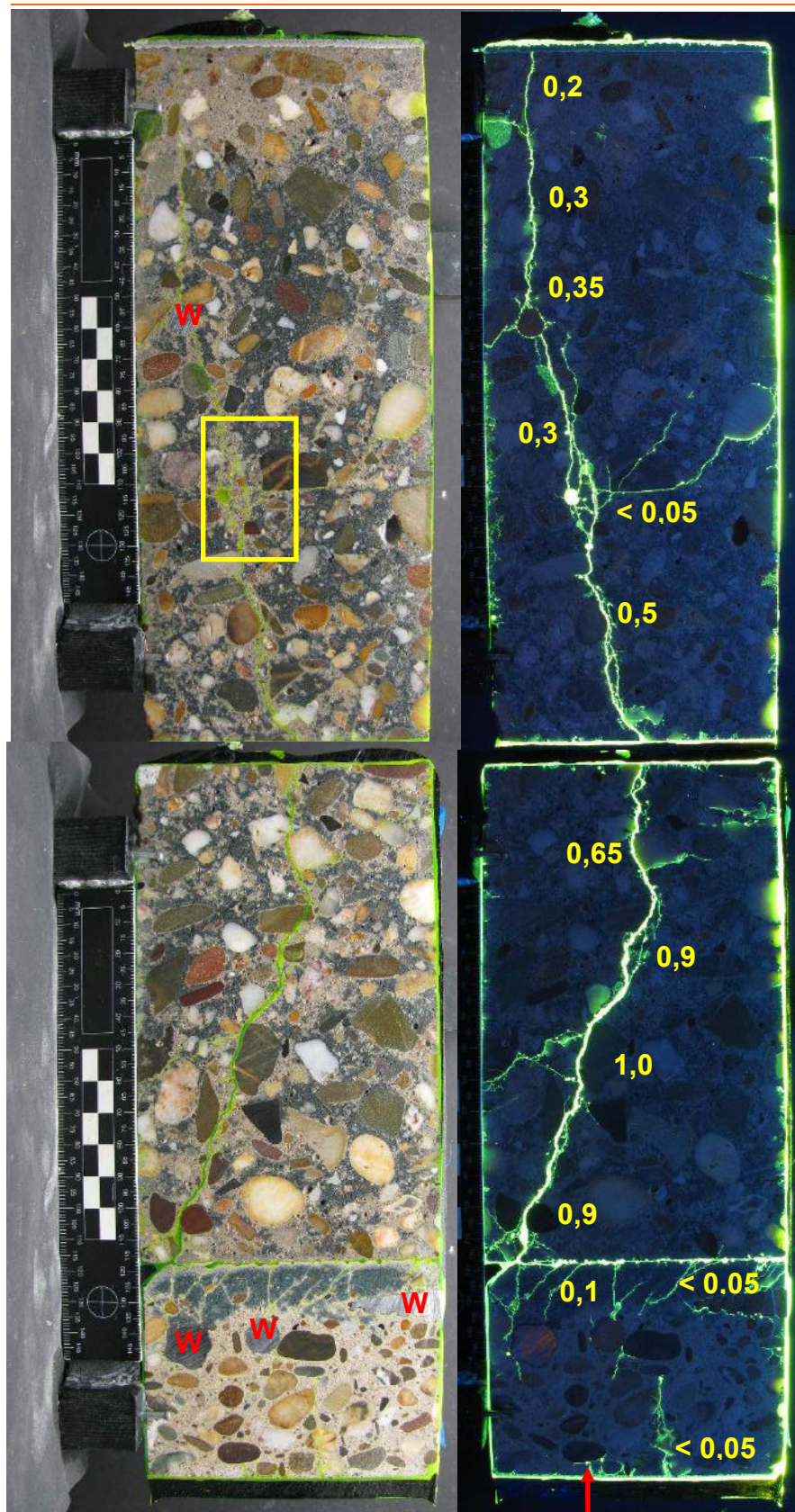
Beton is ontmengd. Ca 10 tot 20 mm dikke cementrijke laag aan de bovenzijde aanwezig. Luchtballen aan bovenzijde breedplaat zichtbaar.

Bijzonderheden

In de kern (in het werk gestort beton en de breedplaat) zijn scheuren aanwezig. De gescheurde delen hebben samenhang. De scheuren zijn met zwarte stift op de foto's gemarkeerd. De scheuren verlopen hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern. De scheuren verlopen door 6 korrels van het grove aggregaat. De scheurwijdte lijkt naar de bovenzijde toe af te nemen. Scheurwijdtes variëren tussen < 0,1 en 0,6 mm. De scheuren in het in het werk gestorte beton lopen niet in de breedplaat door.

Kern 1+1b (180918-3) Fluorescentie onderzoek

2/6



De linker foto's geven de langsdoorsnede van de ingeharste kern bij daglicht weer. De langsdoorsnede bij daglicht is "nat" gefotografeerd. De rechter foto's geeft de langsdoorsnede onder UV licht weer. De scheurwijdtes zijn in gele cijfers in de foto's in mm gemarkeerd. De locatie waarvan het slijpplaatje is gemaakt is in de foto met een geel kader aangegeven.

Er is geen hechting tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat.

In de kern zijn vier wapeningsstaven aanwezig. Deze zijn met de letter "W" op de foto's bij daglicht gemarkeerd.

In het werk gestort beton

Volledige oxidatie : ca. 20 mm
Vlekkerige oxidatie : ca. 20 – 395 mm
Geen oxidatie : Niet

Er is één scheur aanwezig die enigszins vertakt in het in het werk gestorte beton. De scheur loopt door 6 toeslagkorrels van het grove aggregaat en is hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern georiënteerd. De scheur verloopt over de volledige lengte van de kern maar loopt niet door in de breedplaat. Er zijn geen zogenaamde pastabruggen te zien. Er zijn geen zogenaamde waterlenzen, permeabele zones onder het toeslagmateriaal of bleedingkanalen te zien.

Breedplaat

Volledige oxidatie : 0 - 55 mm
Vlekkerige oxidatie : Niet
Geen oxidatie : 55 – 72 mm

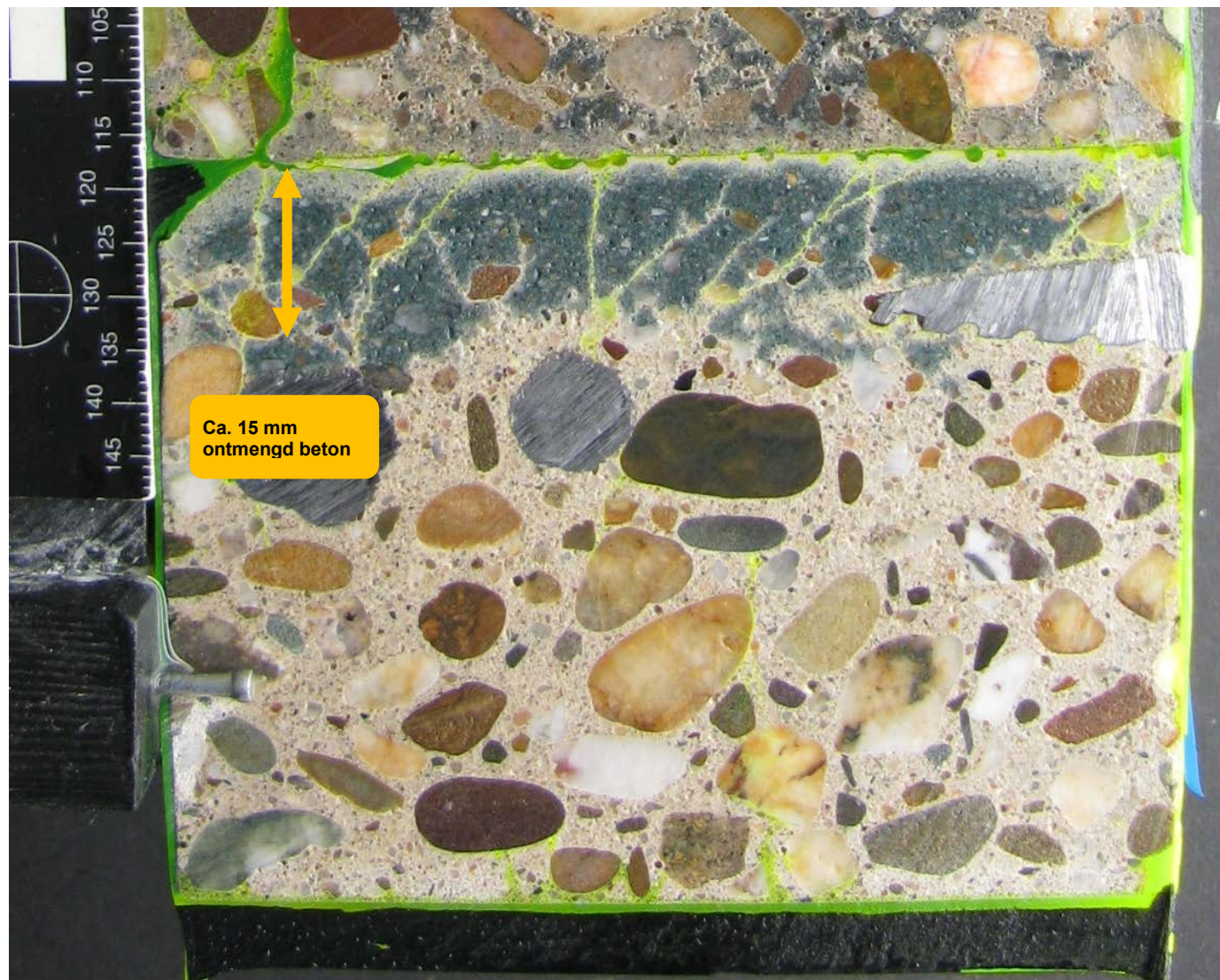
Beton is ontmengd. Ca 18 mm dikke cementrijke laag aan de bovenzijde aanwezig. Er zijn geen waterlenzen of bleeding kanalen zichtbaar. Aan de onderzijde van één toeslagkorrel is een permeabele zone zichtbaar (met een rode pijl in de foto onder UV licht gemarkeerd).

Er zijn een 10-tal scheuren in de breedplaat aanwezig. Deze zijn met name in het bovenste deel van de kern (Het ontmengde deel) aanwezig. De scheuren lopen door 3 toeslagkorrels van het grove aggregaat en in hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern georiënteerd. De scheuren verlopen niet over de volledige lengte van de breedplaat. Er zijn geen zogenaamde pastabruggen te zien.

Aan de onderzijde van de breedplaat is een ca. 1 mm diepe permeabele laag aanwezig.

Kern 1+1b (180918-3) Fluorescentie onderzoek detail foto

3/6



Detail foto: Aan de bovenzijde van de breedplaat is het beton ca. 15 mm ontmengd.

Kern 1+1b (180918-3) foto slaglicht

4/6



Foto: De langsdoorsnede van een gedeelte van het in het werk gestort beton en de breedplaat is onder slaglicht gefotografeerd. Luchtbellen tekenen zich hierbij donker af.

Kern 1+1b (180918-3) Microscopisch onderzoek

5/6



De twee naaststaande foto's zijn afkomstig van het grensvlak breedplaat / in het werk gestort beton.

Een luchtbel is "gevuld" met beton. Dit beton is vermoedelijk tijdens het storten in het werk erin gelopen



Kern 1+1b (180918-3) PFM onderzoek slijpplaat

6/6

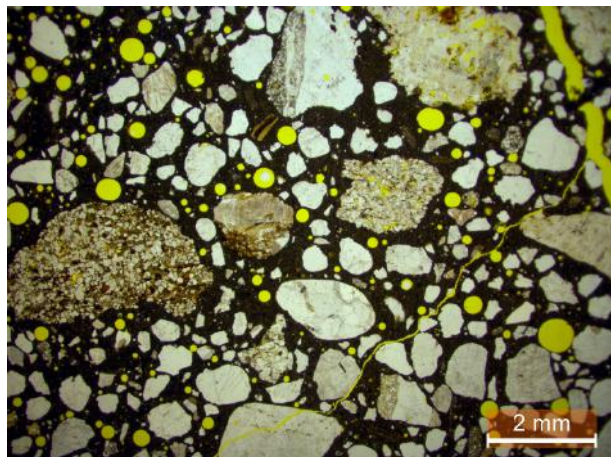


Foto: Veel luchtballen zichtbaar.

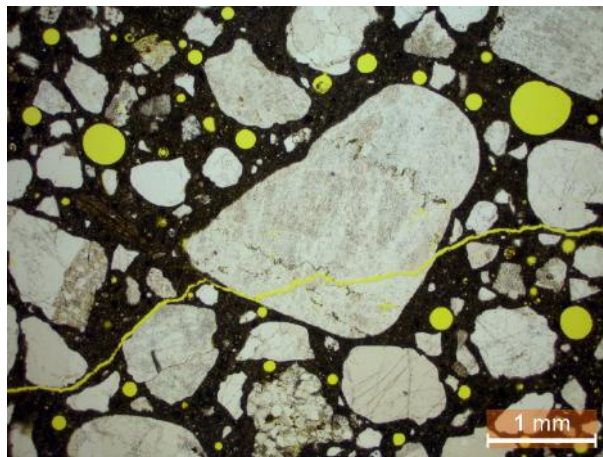


Foto: Geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar.

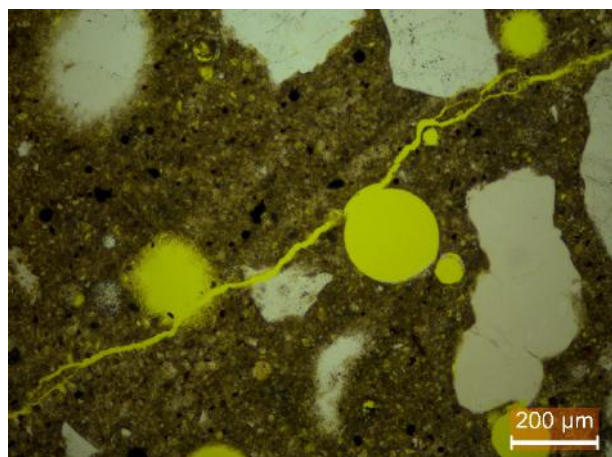


Foto: Geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar.

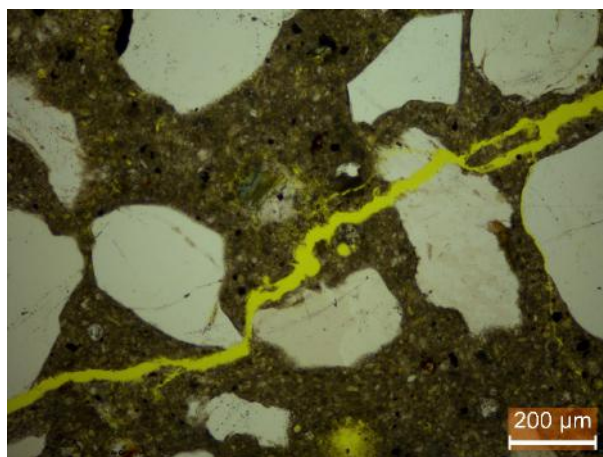


Foto: Geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar.

Slijpplaat:

Samenstelling grof toeslagmateriaal: Hoofdzakelijk kwartsieten, zandsteen enkele korrels (poreuze) vuursteen.

Samenstelling zandfractie toeslagmateriaal: Kwarts.

Cementsoort: Hoogoven, laag aandeel slak; vermoedelijk een CEM III/A, significante hoeveelheid vliegias aanwezig.

Indicatie water-cementfactor: < 0,45.

Carbonatatie: Het beton is niet gecarbonateerd.

Bleeding/ontmenging: Niet waargenomen.

Overige bijzonderheden: Geen.

Aanwezigheid zogenaamde "pasta bruggen": Nee.

Aanwezigheid van portlandiet in scheuren: Nee.

Ouderdom scheuren: In het slijpplaatje zijn scheuren in het beton zichtbaar. Er zijn geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar. Er is geen portlandiet in de scheuren zichtbaar. Dit duidt erop dat de scheuren zijn ontstaan nadat het beton is uitgehard. Dus na de plastische of half-plastische fase.

Kern 2+2b (180918-4) kernbeschrijving

1/1



De bovenste twee foto's geven het zijaanzicht van de betonboorkern weer. De kern is "nat" gefotografeerd. De onderste foto geeft het vlak tussen het in het werk gestorte beton (onder links) en de breedplaat (onder rechts) weer.

Er is geen hechting tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat.

Kern

Diameter : 95 mm
Lengte : 465 mm

In het werk gestort beton

Lengte : 390 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Redelijk
Dmax : 22 mm (één korrel 27 mm)

Veel luchtballen < 2 mm over de gehele lengte van de kern.

Dekking boven wap. : 96 mm
Diameter boven wap. : 8 mm

Breedplaat

Lengte : 70 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Goed
Dmax : 16 mm

Aantal lagen wapening : 2
Dekking onder wap. : 37 mm
Diameter onder wap. : ca. 12 mm

Beton is ontmengd. Ca 10 tot 15 mm dikke cementrijke laag aan de bovenzijde aanwezig. Luchtballen aan bovenzijde breedplaat zichtbaar.

Bijzonderheden

In de kern (in het werk gestort beton en de breedplaat) zijn scheuren aanwezig. De gescheurde delen hebben (deels) samenhang. De scheuren zijn met zwarte stift op de foto's gemarkeerd. De scheuren verlopen hoofdzakelijk dwars op de lengterichting van de kern. De scheuren verlopen door 2 korrels van het grove aggregaat. Scheurwijdtes variëren tussen < 0,1 en 0,2 mm. De scheuren in het in het werk gestorte beton lopen niet in de breedplaat door.

Kern 3+3b (180918-5) kernbeschrijving

1/1



De bovenste twee foto's geven het zijaanzicht van de betonboorkern weer. De kern is "nat" gefotografeerd. De onderste foto geeft het vlak tussen het in het werk gestorte beton (onder links) en de breedplaat (onder rechts) weer.

Er is geen hechting tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat.

Kern

Diameter : 95 mm
Lengte : 460 mm

In het werk gestort beton

Lengte : 390 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Redelijk
Dmax : 22 mm

Veel luchtbelletjes < 2 mm op een diepte van 200 tot 390 mm.

Dekking boven wap. : 74 mm
Diameter boven wap. : 8 mm

Breedplaat

Lengte : 70 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Goed
Dmax : 16 mm

Aantal lagen wapening : 2
Dekking onder wap. : 36 mm
Diameter onder wap. : ca. 14 mm

Beton is ontmengd. Ca 10 mm dikke cementrijke laag aan de bovenzijde aanwezig. Luchtbelletjes aan bovenzijde breedplaat zichtbaar.

Bijzonderheden

In de kern (in het werk gestort beton en de breedplaat) zijn enkele scheuren aanwezig. De gescheurde delen hebben (deels) samenhang. De scheuren zijn met zwarte stift op de foto's gemarkeerd. De scheuren verlopen hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern. De scheuren verlopen door geen korrels van het grove aggregaat. Scheurwijdtes < 0,1 mm. De scheuren in het in het werk gestorte beton lopen niet in de breedplaat door.

Kern 5 (180918-6) kernbeschrijving

1/1



De bovenste twee foto's geven het zijaanzicht van de betonboorkern weer. De kern is "nat" gefotografeerd. De onderste foto geeft het vlak tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat weer

Kern

Diameter : 95 mm
 Lengte : 365 mm

In het werk gestort beton

Lengte : 365 mm
 Kleur : Blauw
 Cementtype : Hoogoven
 Verdichting : Goed
 Dmax : 22 mm (één korrel 26 mm)

Dekking boven wap. : 54 mm
 Diameter boven wap. : 12 mm

Breedplaat

Niet aanwezig in kern

Bijzonderheden

In de kern (in het werk gestort beton en de breedplaat) zijn enkele scheuren aanwezig. De gescheurde delen hebben (deels) samenhang. De scheuren zijn met zwarte stiften op de foto's gemarkeerd. De scheuren verlopen hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern. De scheuren verlopen door drie korrels van het grove aggregaat. Scheurwijdtes van de samenhangende delen < 0,1 mm.

In het werk gestort beton

Kern 6 + 6B (180918-7) kernbeschrijving

1/6

De twee foto's geven het zijaanzicht van de betonboorkern weer. De kern is "nat" gefotografeerd.

Er is hechting tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat.

Kern

Diameter : 95 mm
Lengte : 445 mm

In het werk gestort beton

Lengte : 365 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Redelijk
Dmax : 22 mm

Dekking boven wap. : 59 mm
Diameter boven wap. : 12 mm

Breedplaat

Lengte : 81 mm
Kleur : Blauw
Cementtype : Hoogoven
Verdichting : Goed
Dmax : 16 mm

Aantal lagen wapening : 2
Dekking onder wap. : 41 mm
Diameter onder wap. : 10 mm

Beton is ontmengd. Ca 15 mm dikke cementrijke laag aan de bovenzijde aanwezig.

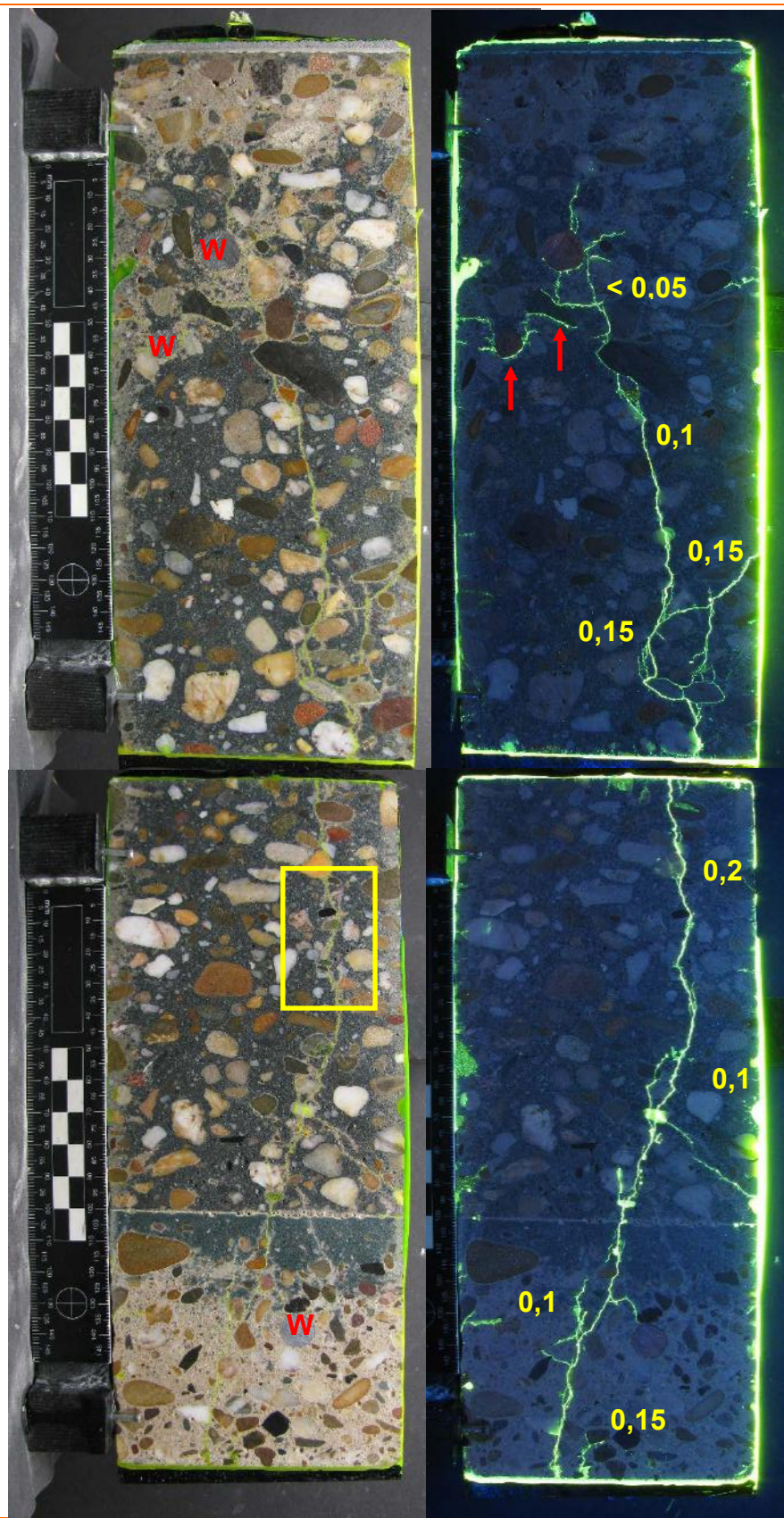
Bijzonderheden

In de kern (in het werk gestort beton en de breedplaat) zijn scheuren aanwezig. De gescheurde delen hebben (deels) samenhang. De scheuren zijn met zwarte stift op de foto's gemarkeerd. De scheuren verlopen hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern. De scheuren verlopen door 18 korrels van het grove aggregaat. Scheurwijdtes zijn $\leq 0,1$ mm. De scheuren in het in het werk gestorte beton lopen in de breedplaat door.



Kern 6 + 6B (180918-7) Fluorescentie onderzoek

2/6



De linker foto's geven de langsdoorsnede van de ingeharste kern bij daglicht weer. De langsdoorsnede bij daglicht is "nat" gefotografeerd. De rechter foto's geeft de langsdoorsnede onder UV licht weer. De locatie waarvan het slijpplaatje is gemaakt is in de foto met een geel kader aangegeven. De scheurwijdtes zijn in gele cijfers in de foto's in mm gemarkeerd.

Er is hechting tussen het in het werk gestorte beton en de breedplaat.

In de kern zijn drie wapeningsstaven aanwezig. Deze zijn met de letter "W" op de foto's bij daglicht gemarkeerd.

In het werk gestort beton

Volledige oxidatie : ca. 30 mm
 Vlekkerige oxidatie : ca. 30 – 95 mm
 Geen oxidatie : 95 – 365 mm

Er is één scheur die enigszins vertakt in het in het werk gestorte beton verloopt. De scheur loopt door 8 toeslagkorrels van het grove aggregaat en in hoofdzakelijk evenwijdig aan de lengterichting van de kern georiënteerd. De scheur loopt in de breedplaat door maar niet over de volledige lengte van het in het werk gestort beton. Er zijn geen zogenaamde pastabrudden te zien.

Er zijn geen zogenaamde waterlenzen of bleedingkanalen te zien. Aan de onderzijde van de wapening en een toeslagkorrel zijn permeabele zones aanwezig (met rode pijlen in de foto gemarkeerd).

Breedplaat

Volledige oxidatie : 0 - 50 mm
 Vlekkerige oxidatie : 50 – 60 mm
 Geen oxidatie : 60 – 81 mm

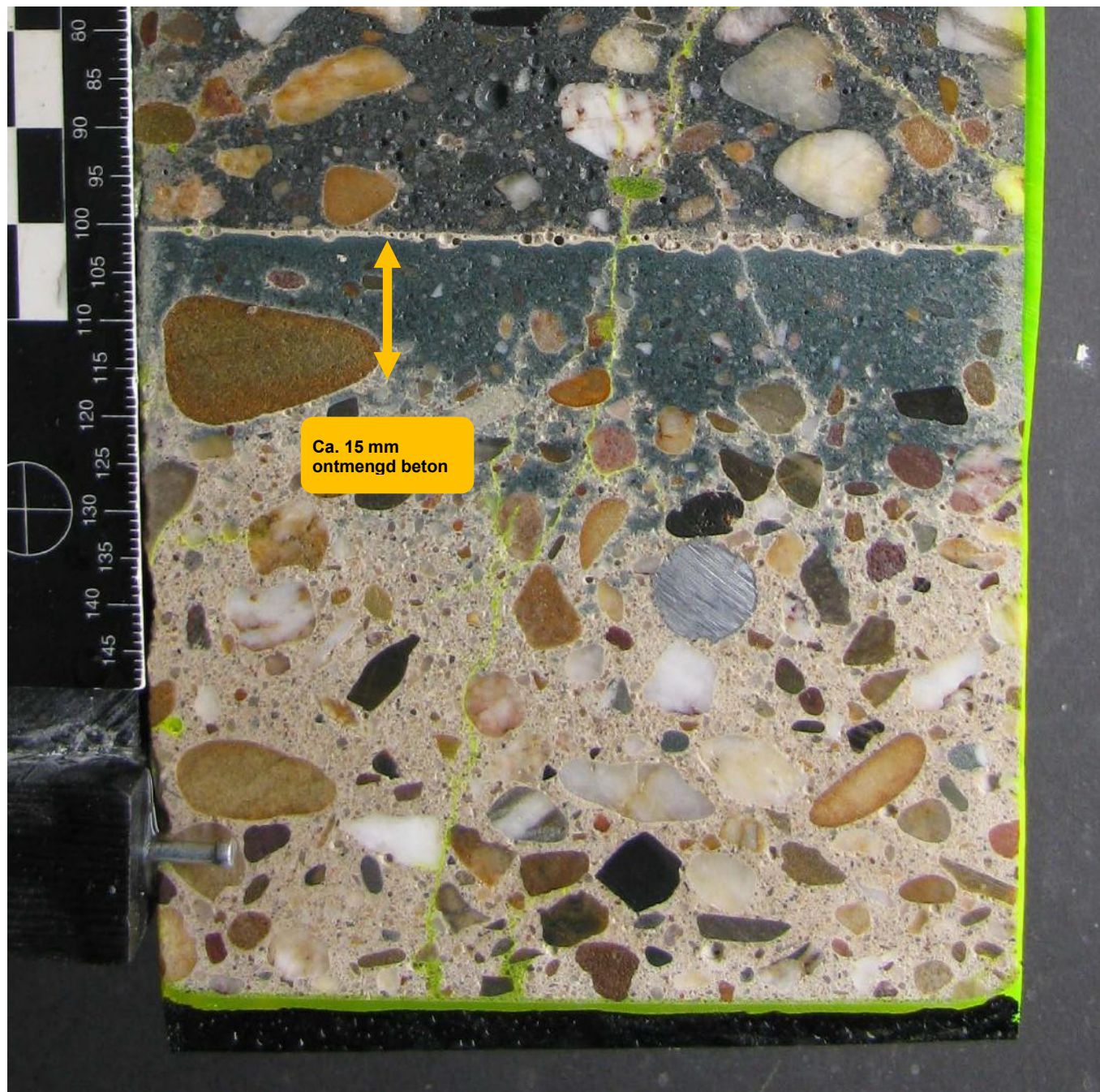
Beton is ontmengd. Ca 15 mm dikke cementrijke laag aan de bovenzijde aanwezig. Er zijn geen waterlenzen of bleeding kanalen zichtbaar. Er zijn geen permeabele zones aan de onderzijde van grof toeslagmateriaal zichtbaar.

De scheur uit het in het werk gestort beton loopt in de breedplaat door. De scheur loopt door één toeslagkorrel van het grove aggregaat en in evenwijdig aan de lengterichting van de kern georiënteerd. De scheur verloopt over de volledige lengte van de breedplaat. Er zijn geen zogenaamde pastabrudden te zien.

Aan de onderzijde van de breedplaat is een ca. 1 mm diepe permeabele laag aanwezig.

Kern 6 + 6B (180918-7) Fluorescentie onderzoek detail foto

3/6



Detail foto: Aan de bovenzijde van de breedplaat is het beton ca. 15 mm ontmengd.

Kern 6 + 6B (180918-7) foto slaglicht

4/6



Foto: De langsdoorsnede van een gedeelte van het in het werk gestort beton en de breedplaat is onder slaglicht gefotografeerd. Luchtbelletjes tekenen zich hierbij donker af.

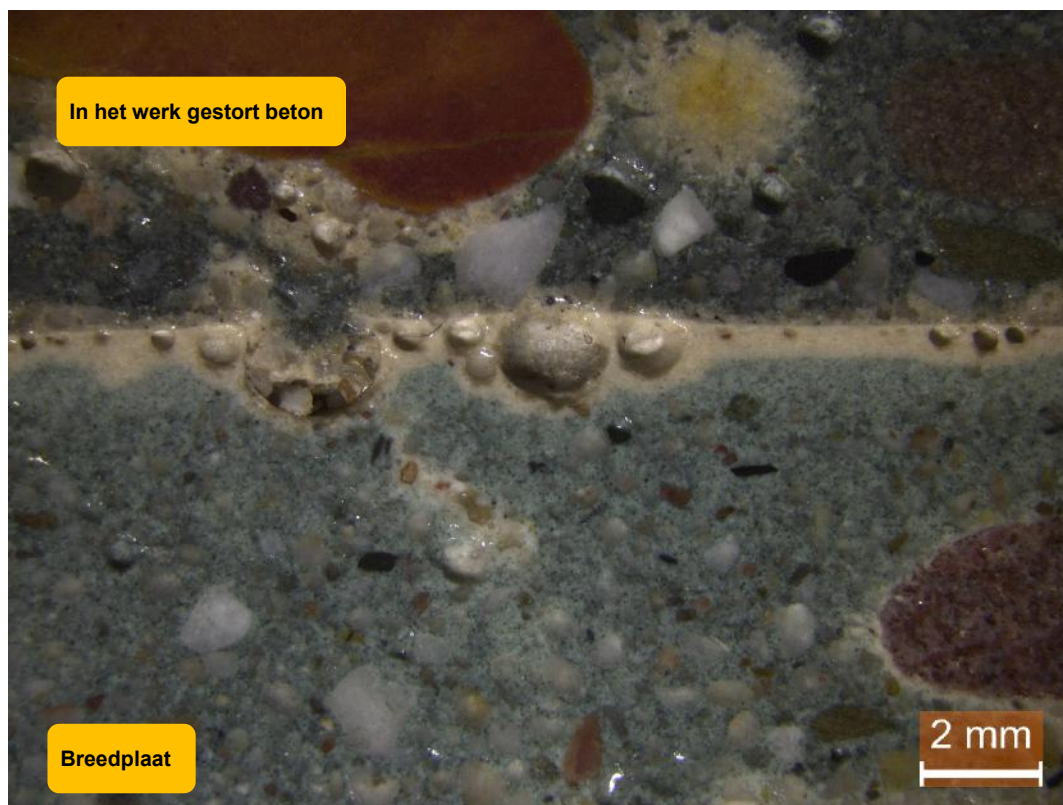
Kern 6 + 6B (180918-7) Microscopisch onderzoek

5/6



De twee nevenstaande foto's zijn afkomstig van het grensvlak breedplaat / in het werk gestort beton.

Twee luchtballen in de breedplaat zijn "gevuld" met beton. Dit beton is vermoedelijk tijdens het storten in het werk erin gelopen (met twee rode pijlen gemarkeerd op de nevenstaande foto).



Kern 6 + 6B (180918-7) PFM onderzoek slijpplaat

6/6

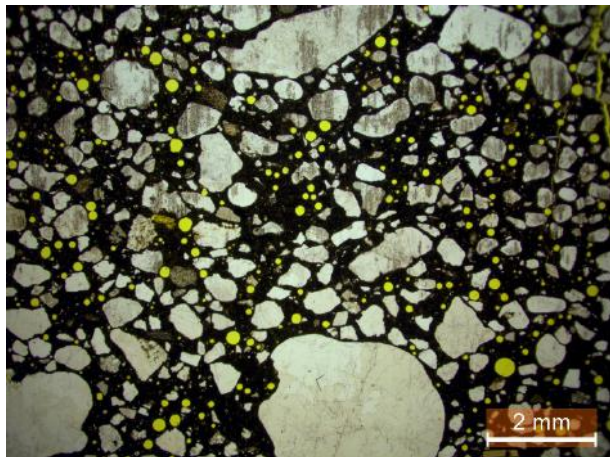


Foto: Veel kleine luchtballen zichtbaar.

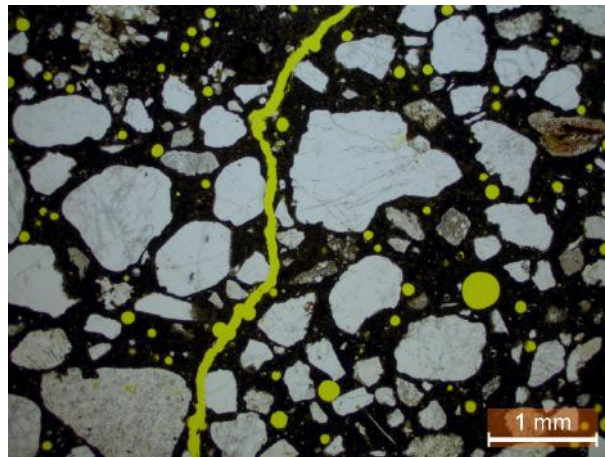


Foto: Geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar.

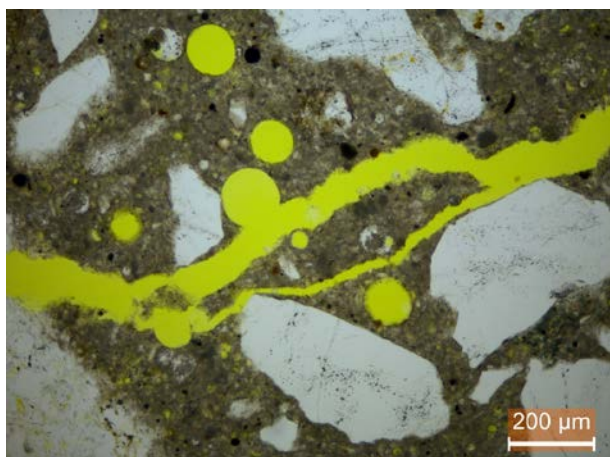


Foto: Geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar.

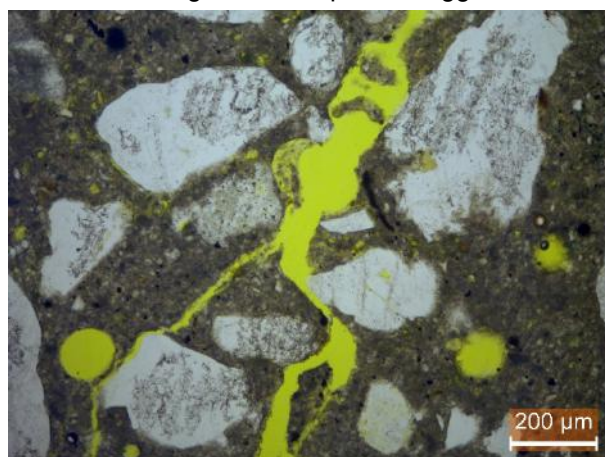


Foto: Geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar.

Slijpplaat:

Samenstelling grof toeslagmateriaal: Hoofdzakelijk kwartsieten, zandsteen enkele korrels vuursteen.

Samenstelling zandfractie toeslagmateriaal: Kwarts.

Cementsoort: Hoogoven, laag aandeel slak; vermoedelijk een CEM III/A, significante hoeveelheid vliegas aanwezig.

Indicatie water-cementfactor: < 0,45 .

Carbonatatie: Het beton is niet gecarbonateerd.

Bleeding/ontmenging: Niet waargenomen.

Overige bijzonderheden: Geen.

Aanwezigheid zogenaamde "pasta bruggen": Nee.

Aanwezigheid van portlandiet in scheuren: Nee.

Ouderdom scheuren: In het slijpplaatje zijn scheuren in het beton zichtbaar. Er zijn geen zogenaamde "pasta bruggen" zichtbaar. Er is geen portlandiet in de scheuren zichtbaar. Dit duidt erop dat de scheuren zijn ontstaan nadat het beton is uitgehard. Dus na de plastische of half-plastische fase.

BIJLAGE C TEKST KENNISCENTRUM VOBN

Onderstaande teksten zijn afkomstig van de site van de VOBN⁶ en geven een toelichting op de toe te passen werkwijze bij het storten van beton onder koude omstandigheden.

Bij welke weerfase kan er beton gestort worden?

De weerfasen staan in de NEN 6722, deze is ingetrokken door NEN, maar er kan nog wel naar verwezen worden. De NEN-EN 13670 - Het vervaardigen van betonconstructies - vervangt de NEN 6722, maar de weerfasen zijn niet meer vastgelegd. De weerfasen komen ook in de NEN 8670 maar deze is nog steeds in ontwikkeling en nog niet beschikbaar.

Betonspecie (en jong beton) is gevoelig voor vorst. Daarom wordt speciaal ten behoeve van de bouw in de koude jaargetijden een telefonisch weerbericht verspreid. Het weer wordt per regio beoordeeld in een aantal weerfasen. Storten bij vorst is mogelijk als er beschermende maatregelen worden getroffen.

Voor de weersverwachting kunnen de bekende weerstations worden geraadpleegd of kan er op internet worden gekeken: Cobouw, Winterservice of Bouwweer (e-mailservice voor de bouw, een winterabonnement is mogelijk). Een andere mogelijkheid is het raadplegen van de Weathernews Weerlijn (0900 2000 8003).

Beton storten in de winter

Veelvoorkomende 'invloeden van buitenaf' waartegen het beton bestand moet zijn, zijn vorst/dooiwisselingen en dooizouten. De bestandheid hiertegen kan worden verbeterd door de toevoeging van heel kleine luchtbelletjes (10 - 300 µm) in het beton. Bij vorst bevriest het water dat in de poriën van beton zit. De toegevoegde luchtbelletjes in het beton zorgen ervoor dat het bevroren water kan uitzetten, zonder dat het beton wordt beschadigd. Om de luchtbelletjes homogeen te verdelen in het betonmengsel wordt gebruik gemaakt van een luchtbelvormer. Het moge duidelijk zijn dat als er lucht zit op plaatsen waar eigenlijk beton hoort te zitten, de betonsterkte lager is. Per 1% lucht (volume) moet namelijk rekening worden gehouden met een sterkteverlies van circa 5 N/mm² na 28 dagen. Om de betonsterkte gelijk te houden, is dan meer cement nodig. Of bijvoorbeeld een superplastificeerder. Kortom, betonmengsels op maat maken in de winter is een high-tech operatie en vraagt om een goede communicatie tussen aannemer en betontechnoloog.

Weerfasen	Verwachte gemiddelde temperatuur	Temperatuur 's nachts op locatie	Maatregelen
0	plus 4°C of hoger	géén vorst of niet meer dan 1 graad vorst	Geen eisen, maar afdekken of beschermen kan verstandig zijn.
1	plus 4°C of hoger	meer dan 1 graad vorst	Geen eisen, maar afdekken of beschermen kan verstandig zijn.
2	tussen 0°C en plus 4°C	niet meer dan 2 graden vorst	Afdekken en isoleren tot een sterkte van 5 N/mm ² is bereikt, bij harde wind geldt weefase 3.
3	tussen 0°C en plus 4°C	meer dan 2 graden vorst	Afdekken, isoleren én daarnaast óf warmte toevoeren, of verwarmde betonspecie gebruiken, óf cement met hoge hydratatie warmte óf de wcf verlagen. Maatregelen handhaven tot een betonsterkte van 5 N/mm ² is bereikt.
4	beneden 0°C	niet meer dan 5 graden vorst	Als weefase 3, echter specietemperatuur bij storten > 10°C en temperatuur betonoppervlak boven + 4°C houden tot een betonsterkte van 5 N/mm ² is bereikt.
5	beneden 0°C	5 tot 10 graden vorst	Als weefase 4: reken erop dat warmtetoevoer nodig zal zijn om de temperatuur van het betonoppervlak boven 4°C te houden.
6	beneden 0°C	meer dan 10 graden vorst	Specieaanmaak, storten en afwerken mag alléén in omhulde ruimten gebeuren bij > 8°C.

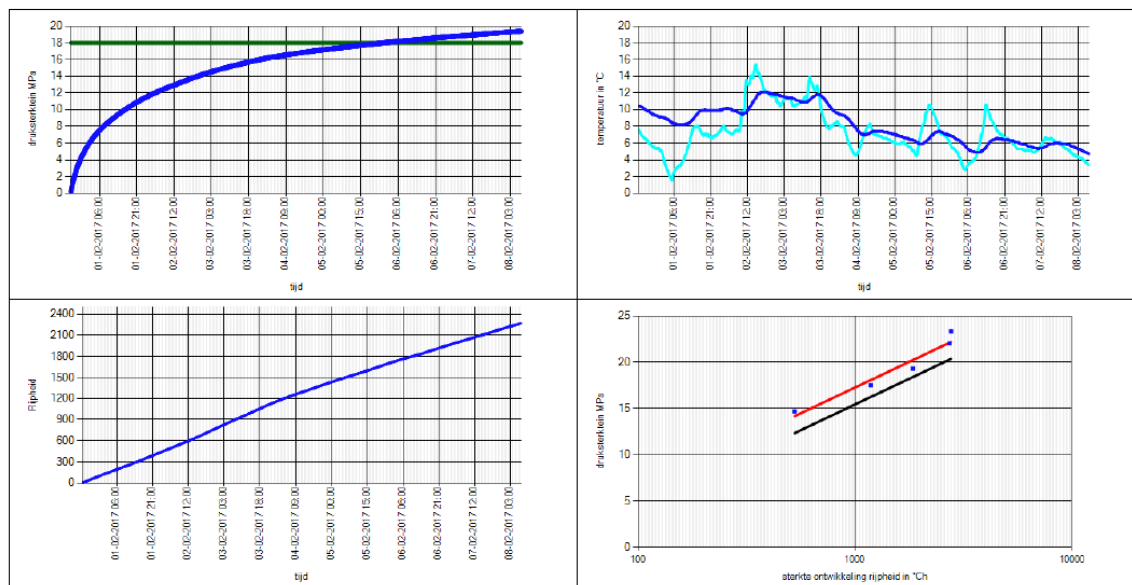
BIJLAGE D CONCREMOTE UITDRAAI VAN DE STORT OP 30-01-2017



Project	Bouwwerk	Locatie	Element	Omschrijving	Start datum	Start tijd	Eind datum	Eind tijd
PG Vliegveld Eindhoven 311513 P1	MPB P1 Parkeergarage Eindhoven Airport	Eindhoven	Bouwdeel B3	4e vdvloer B3	31-01-2017	15:30:00	08-02-2017	08:00:00

Betonspecie	Betoneigenschap	C-Waarde	Doelwaarde in Mpa (N/mm2)
311513 - Mengsel C35/45, XD3, F4, S49-T1F4 (CEMIII/B 42,5N, LH/SR/CEMII52R, bevat 50% CEMII) (22-11-2016)	311513 - Mengsel C35/45, XD3, F4, S49-T1F4 (CEMIII/B 42,5N, LH/SR/CEMII52R, bevat 50% CEMII) (22-11-2016)	1,35	18

Kubus	Rijpheid (Ch)	Druksterkte Mpa (N/mm2)
1	526,00	14,70
2	1.182,00	17,50
3	1.846,00	19,30
4	2.735,00	22,00
5	2.777,00	23,30



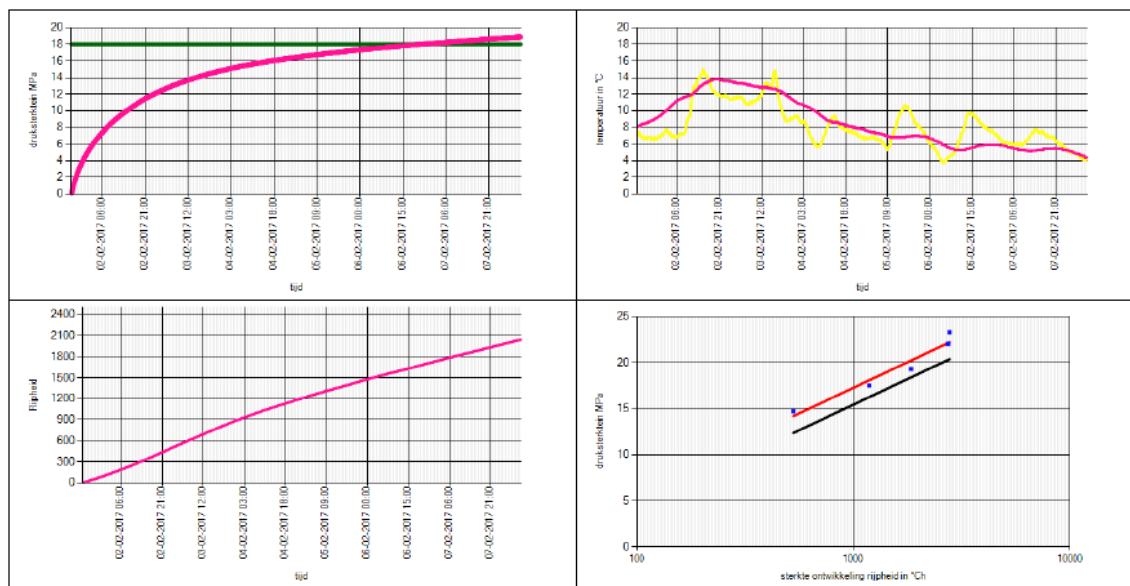
BIJLAGE E CONCREMOTE UITDRAAI VAN DE STORT OP 01-02-2017



Project	Bouwwerk	Locatie	Element	Omschrijving	Start datum	Start tijd	Eind datum	Eind tijd
PG Vliegveld Eindhoven 311513 P1	MPB P1 Parkeergarage Eindhoven Airport	Eindhoven	Bouwdeel B2	4e vdvloer B2	01-02-2017	18:00:00	08-02-2017	08:00:00

Betonspecie	Betoneigenschap	C-Waarde	Doelwaarde in Mpa (N/mm2)
311513 - Mengsel C35/45, XD3, F4, S49-T1F4 (CEMIII/B 42,5N, LH/SR/CEMI52R, bevat 50% CEMII) (22-11-2016)	311513 - Mengsel C35/45, XD3, F4, S49-T1F4 (CEMIII/B 42,5N, LH/SR/CEMI52R, bevat 50% CEMII) (22-11-2016)	1,35	18

Kubus	Rijpheid (Ch)	Druksterkte Mpa (N/mm2)
1	528,00	14,70
2	1.182,00	17,50
3	1.846,00	19,30
4	2.735,00	22,00
5	2.777,00	23,30



BIJLAGE F BOUWVOLGORDE EN SCHRIKMOMENTEN

Afwijken stortvolgorde in gelijke veld

	A			B		
	veld 1	veld 2	veld 3	veld 1	veld 2	veld 3
Stort	23-12-2016	11-1-2017	13-1-2017	30-1-2017	1-2-2017	31-1-2017
Schrik	9-1-2017	17-1-2017	23-1-2017	6-2-2017	7-2-2017	8-2-2017
Ontkist	23-1-2017	3-2-2017	3-2-2017	27-2-2017	27-2-2017	27-2-2017
	4			4		
Stort	2-12-2016	7-12-2016	9-12-2016	13-12-2016	10-1-2017	20-12-2016
Schrik	?	12-12-2016	15-12-2016	19-12-2016	16-1-2017	13-1-2017
Ontkist	10-1-2017	18-1-2017	16-1-2017	6-2-2017	9-2-2017	9-2-2017
	3			3		
Stort	4-11-2016	15-11-2016	18-11-2016	11-11-2016	6-12-2016	29-11-2016
Schrik	18-11-2016	23-11-2016	25-11-2016	21-11-2016	14-12-2016?	
Ontkist	10-1-2017	16-1-2017	16-1-2017	9-2-2017	9-2-2017	9-2-2017
	2			2		
Stort	11-10-2016	14-10-2016	21-10-2016	18-10-2016	1-11-2016	28-10-2016
Schrik	24-10-2016	24-10-2016	31-10-2016	24-10-2016	11-11-2016	10-11-2016
Ontkist	11-1-2017	6-2-2017	26-1-2017	9-2-2017	10-2-2017	10-2-2016
	1			1		

BAM heeft in de werkinstructie aangegeven dat de volgende van het werk per vloer / bouwdeel A1, A2, A3 – B1, B2, B3 moet worden aangehouden.

De afwijking in bouwdeel B is consequent en hoeft vanuit dit standpunt geen problemen op te leveren.

Bron: Onderzoeksraad voor Veiligheid

WWW.SGS.COM/INTRON

ABOUT SGS

SGS is the world's leading inspection, verification, testing and certification company and is recognized as the global benchmark for quality and integrity. With more than 90.000 employees, SGS operates a network of over 2.000 offices and laboratories around the world.

SGS INTRON B.V.

Dr. Nolenslaan 126
P.O. Box 5187
NL-6130 PD Sittard
t +31 (0)88 214 52 04

SGS INTRON B.V.

Venusstraat 2
P.O.Box 267
NL-4100 AG Culemborg
t +31 (0)88 214 51 00

SGS NETHERLANDS

Malledijk 18
P.O. Box 200
NL-3200 AE Spijkenisse
t +31 (0)181 693 333

SGS BELGIUM

SGS House
Noorderlaan 87
B-2030 Antwerpen
t +32 (0)3 545 44 00

WHEN YOU NEED TO BE SURE

**Bezoekadres**

Lange Voorhout 9
2514 EA Den Haag
T 070 333 70 00
F 070 333 70 77

Postadres

Postbus 95404
2509 CK Den Haag

www.onderzoeksraad.nl