

TNO-rapport**TNO 2017 R11127****Onderzoek naar de technische oorzaak van
de gedeeltelijke instorting van de in aanbouw
zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport****Technical Sciences**Van Mourik Broekmanweg 6
2628 XE Delft
Postbus 49
2600 AA Delftwww.tno.nl

T +31 88 866 30 00

F +31 88 866 30 10

Datum	22 september 2017
Auteur(s)	Ir. H. Borsje Ir. G.G.A. Dieteren
Exemplaarnummer	0100308661
Oplage	
Aantal pagina's	104 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	Eindhoven Airport Drs. J. Meijs Luchthavenweg 13 5657 EA Eindhoven
Projectnaam	MPB Eindhoven Airport
Projectnummer	060.29207/01.01

Alle rechten voorbehouden.

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

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

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

© 2017 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	3
2	Opzet van het onderzoek	5
2.1	Uitgevoerde werkzaamheden	5
2.2	Beschikbaar gestelde documenten	6
3	Informatie over het MPB	9
3.1	Algemene informatie	9
3.2	Vloer van de 4 ^e verdieping van gebouwdeel B	10
4	Informatie over de instorting	16
4.1	Getuigenverklaringen	16
4.2	Opnamen met CCTV camera's	16
4.3	Conclusies van de verklaringen en opnamen	29
5	Visuele inspectie van het ingestorte gebouwdeel	31
5.1	Algemeen	31
5.2	Grens van het ingestorte deel	33
5.3	Van gebouwdilatatie tot naad A	34
5.4	Van naad A tot naad E	35
5.5	Van naad E tot het uiteinde aan de linker zijde	36
5.6	Naad 3 van vloer 4 en 2	37
6	Analyse van de oorzaak op basis van waarnemingen	39
6.1	Algemeen	39
6.2	Bezwijkvlakken in vloer 4	39
6.3	Analyse mogelijke startpunten	40
6.4	Nadere specificering van het startpunt	47
6.5	Analyse van de oorzaak van de instorting	49
7	Constructieve analyse van de oorzaak	51
7.1	Inleiding	51
7.2	Lengte koppelstaven	52
7.3	Krachtsoverdracht tussen ter plaatste gestort beton en de breedplaat	61
7.4	Conclusies van de constructieve analyse	71
8	Trigger voor de gedeeltelijke instorting	73
9	Conclusies	76
10	Ondertekening	77
	Bijlage(n)	
	A Foto's van het ingestorte deel van het MPB	
	B Bepaling benodigde lengte koppelstaven	
	C <i>fib</i> ModelCode 2010	
	D Toetsing schuifkracht in sneden	
	E Correspondentie met Prof. Randl	

1 Inleiding

Op 27 mei 2017 is de in aanbouw zijnde parkeergarage P1 Eindhoven Airport gedeeltelijk ingestort. Deze parkeergarage vormt een onderdeel van het Multi Purpose Building (MPB) op Eindhoven Airport. Eindhoven Airport (in het vervolg afgekort met EA), de opdrachtgever voor de bouw van het MPB, heeft TNO verzocht om een onderzoek uit te voeren met als doel:

- Het achterhalen van de technische oorzaak van de instorting.

Ten behoeve van dit onderzoek heeft BAM, de bouwer van de garage, een sharepoint omgeving opgezet. Van deze sharepoint omgeving is gebruik gemaakt door de betrokken partijen en bevatte informatie over de bouw van het MPB, over de instorting zelf en over het gedeeltelijk ingestorte gebouw. TNO heeft toegang verkregen tot die sharepoint omgeving en heeft van die informatie gebruik gemaakt bij het onderzoek.

Verder zijn er door TNO inspecties ter plaatse uitgevoerd, waarbij het ingestorte deel van het gebouw, vanaf enige afstand (buiten de afgezette zone en vanuit een hangbak), visueel is geïnspecteerd.

Na de instorting is de omgeving van het gebouw afgezet, omdat vooralsnog niet bekend was of het niet-ingestorte deel van het gebouw voldoende veilig was. Als gevolg hiervan was het vooralsnog niet mogelijk om het ingestorte deel van het gebouw van nabij te beoordelen en was het slechts beperkt mogelijk om delen van het ingestorte deel van het gebouw te verwijderen.

De resultaten van het uitgevoerde onderzoek zijn weergegeven in de onderhavige rapportage. Deze rapportage is als volgt opgezet:

- Hoofdstuk 2 geeft een overzicht van de opzet van het onderzoek en een overzicht van de beschikbaar gestelde informatie.
- Hoofdstuk 3 geeft informatie over het MPB, met name informatie over de constructieve opbouw. Dit hoofdstuk geeft ook een overzicht van specifieke informatie over vloer 4 van gebouwdeel B, het deel waar de instorting vermoedelijk is gestart.
- Hoofdstuk 4 geeft een overzicht van de beschikbaar gekomen informatie over de instorting zelf, inclusief een analyse daarvan. Dit betreft informatie die is verkregen via verklaringen van getuigen en uit CCTV opnamen.
- Hoofdstuk 5 geeft de resultaten van de visuele inspectie van het ingestorte deel van het MPB.
- Hoofdstuk 6 geeft een analyse van de oorzaak van de instorting, op basis van de waarnemingen. Op basis van een reconstructie van de instorting wordt onderzocht waar de instorting is begonnen. Vervolgens wordt het bezwijkvlak ter plaatse van de start van de instorting beoordeeld, teneinde na te gaan wat de oorzaak van de instorting zou kunnen zijn.
- Hoofdstuk 7 geeft een constructieve analyse van de geïdentificeerde locatie van de start van de instorting. Daarmee wordt nagegaan welk bezwijkmechanisme bepalend is geweest voor de oorzaak van de instorting.
- Hoofdstuk 8 geeft een analyse van de trigger, die ervoor heeft gezorgd dat de instorting op het betreffende tijdstip heeft plaatsgevonden.
- Hoofdstuk 9 geeft de conclusies van het onderzoek.
- Hoofdstuk 10 geeft de ondertekening van de rapportage.

Tijdens de visuele inspectie van het ingestorte deel van het gebouw zijn foto's gemaakt, die zijn gebruikt voor het onderhavige onderzoek. De van belang zijnde foto's zijn weergegeven in bijlage A.

2 Opzet van het onderzoek

2.1 Uitgevoerde werkzaamheden

Ten behoeve van dit onderzoek heeft TNO een werkwijze gevolgd die zij specifiek heeft ontwikkeld voor schadegevallen met grote impact. Deze werkwijze omvat de volgende fasen:

Fase 1: Verzamelen informatie

- Fase 1A: Verzamelen van informatie over het gebouw, met name over het gedeelte van het gebouw dat is ingestort. Dit betreft informatie over het (constructief) ontwerp, over de uitvoering, over de gebruikte materialen en over de omgevingsomstandigheden tot aan de instorting. Hiervoor is met name gebruik gemaakt van een sharepoint omgeving die door BAM was opgezet (zie paragraaf 2.2).
- Fase 1B: Verzamelen van informatie over de instorting. Dit betreft informatie die beschikbaar is gekomen via getuigenverklaringen en via CCTV opnamen.
- Fase 1C: Verzamelen van informatie over het ingestorte deel van het gebouw. Dit betreft informatie over de locatie en de positie van de ingestorte onderdelen en over de schade aan die onderdelen.

Fase 2: Opstellen van instortscenario's

- Op basis van de informatie over de instorting is vastgesteld in welk deel van het gebouw de instorting is begonnen.
- Van het betreffende deel van het gebouw is vervolgens nagegaan op welke locaties dat deel is bezwaken. De aldus geïdentificeerde, individuele bezwijklocaties zijn allen beschouwd als mogelijke startpunten van de instorting.

Fase 3: Falsificatie en verificatie van instortscenario's

- Voor alle individuele bezwijklocaties is nagegaan of deze via falsificatie konden worden uitgesloten als startpunt van de instorting. Daarvoor is in hoofdzaak nagegaan of het instorten van het gebouw vanuit de betreffende bezwijklocatie resulteert in de locatie en positie waarin de verschillende onderdelen verkeerden na de instorting.
- Voor de overgebleven bezwijklocatie is via verificatie nagegaan of vanuit dat startpunt de gehele instorting gereconstrueerd kon worden.
- Tot slot is, op basis van een visuele beoordeling van het startpunt van de instorting, nagegaan hoe de instorting is begonnen.

Fase 4: Constructieve analyse

- Via een constructieve analyse van het startpunt van de instorting is vastgesteld welk bezwijkmechanisme heeft geleid tot de instorting.
- Deze constructieve analyse is ook gebruikt voor het vaststellen van de trigger voor de instorting. Dat is de gebeurtenis die is opgetreden en ervoor heeft gezorgd dat de instorting op die specifieke dag heeft plaatsgevonden.

Fase 5: Conclusies

- De eindconclusie van het onderzoek wordt pas getrokken als de in fase 4 uitgevoerde, constructieve analyse, de in fase 3 geïdentificeerde start van de instorting kan verklaren.

2.2 Beschikbaar gestelde documenten

Na de instorting heeft BAM een sharepoint omgeving opgezet met informatie over het gebouw. Dit betreft onder andere informatie over het ontwerp, over de gebruikte materialen en over de uitvoering. Ten behoeve van het onderhavige onderzoek heeft TNO toegang gekregen tot de sharepoint.

De documenten in de sharepoint die TNO heeft gebruikt voor het onderzoek zijn door TNO voorzien van een volgnummer. Deze zijn weergegeven in tabel 2.1. Daar waar in het onderhavige rapport wordt verwezen naar deze documenten, wordt dit gedaan met [xx], met voor "xx" het volgnummer van het document. Indien bij een in het rapport weergegeven foto geen bronvermelding is aangegeven betreft dat een door TNO gemaakte foto.

Tabel 2.1: Overzicht van de documenten waarvan gebruik is gemaakt

Nr	Naam	Datum	Omschrijving
1	Rapport7215-0041-000.R01 v3_20150709	9-7-2015	Geotechnisch onderzoek en funderingsadvies door Fugro
2	MPB - Gewichts- en stabiliteitsberekening 2016-06-27	27-6-2016	Gewichts- en stabiliteitsberekening MPB door Archimedes
3	Berekening wapening kolommen totaal MPB 2016-09-23	23-9-2016	Wapeningsberekening kolommen MPB door Archimedes
4	2014156_U_MPB Eindhoven Airport_U-01 met draagvermogens	17-1-2017	Tekening Archimedes: Constructieschema palen
5	2014156_U_MPB Eindhoven Airport_U-02 met paalbelastingen	27-7-2016	Tekening Archimedes: Constructieschema fundering / Begane grondvloer
6	2014156_U_MPB Eindhoven Airport_U-04	5-7-2016	Tekening Archimedes: Constructieschema 1e verdiepingsvloer
7	2014156_U_MPB Eindhoven Airport_U-05	27-9-2016	Tekening Archimedes: Constructieschema 2e verdiepingsvloer
8	2014156_U_MPB Eindhoven Airport_U-06	27-9-2016	Tekening Archimedes: Constructieschema 3e verdiepingsvloer
9	2014156_U_MPB Eindhoven Airport_U-07	27-9-2016	Tekening Archimedes: Constructieschema 4e verdiepingsvloer
10	0001365_U-21_Kolomaanzicht 01 tm 07	27-7-2016	Tekening Archimedes: Kolommen 01 - 07
11	0001361_U-22_Kolomaanzicht 08 tm 13	11-7-2016	Tekening Archimedes: Kolommen 08 - 13
12	0001366_U-23_Kolomaanzicht 14 tm 22	27-7-2016	Tekening Archimedes: Kolommen 14 - 22
13	0001367_U-24_Overzicht betonkolommen	23-7-2016	Tekening Archimedes: Overzicht betonkolommen
14	0001436_2015.1591-4eVerdVloer Deel B-Berekening	23-11-2016	Berekening: 4e Verdiepingsvloer Deel B door Opzeeland
15	0001429_2015.1591-4B1 element indeling	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Elementindeling
16	0001430_2015.1591-4B2 bijleg onderwapening	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Bijleg onderwapening

Nr	Naam	Datum	Omschrijving
17	0001431_2015.1591-4B3 bijleg bovenwapening	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Bijleg bovenwapening
18	0001438_2015.1591-4B3 bijleg bovenwapening deel A	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Bijleg bovenwapening - deel A
19	0001439_2015.1591-4B3 bijleg bovenwapening deel B	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Bijleg bovenwapening - deel B
20	0001440_2015.1591-4B3 bijleg bovenwapening deel C	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Bijleg bovenwapening - deel C
21	0001432_2015.1591-4B4 bollenpatroon	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Bollenpatroon
22	0001433_2015.1591-4B5 element wapening	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Elementwapening
23	0001434_2015.1591-4B6 principedetails	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Principe details
24	0001435_2015.1591-4B7 ponswapening	23-11-2016	Tekening Bubble Deck: Ponswapening
25	KA16-248 P1 (parkeergarage) Eindhoven - Fabrieksbezoek MBS BV Vianen	12-10-2016	Fabrieksbezoek van BAM aan MBS
26	Bijlage K voorbeeld controle elementen	--	Voorbeeld kwaliteitscontrole bollenplaatvloeren bij MBS
27	KWA16-046_rB 311513 P1 Eindhoven - betonadvies	29-9-2016	Intern betonadvies BAM
28	Kolommen 3e verdieping - bouwdeel B1 - afleverdatum 2016-12-19	19-12-2016	Mebin: Afleverbon beton
29	Kolommen 3e verdieping - bouwdeel B1 - afleverdatum 2016-12-20	20-12-2016	Mebin: Afleverbon beton
30	Kolommen 3e verdieping - bouwdeel B1 - afleverdatum 2016-12-21	21-12-2016	Mebin: Afleverbon beton
31	Kolommen 3e verdieping - bouwdeel B2 - afleverdatum 2017-01-12	12-1-2017	Mebin: Afleverbon beton
32	Kolommen 3e verdieping - bouwdeel B2 - afleverdatum 2017-01-13	13-1-2017	Mebin: Afleverbon beton
33	Vloer 4e verdieping - bouwdeel B1 - afleverdatum 2017-01-30	30-1-2017	Mebin: Afleverbon beton
34	Vloer 4e verdieping - bouwdeel B2 - afleverdatum 2017-02-01	1-2-2017	Mebin: Afleverbon beton
35	20170629 stortfasering deel B - 4e verdieping en positie concremote	--	Informatie over sensoren voor rijpheidsmetingen
36	20170130 B1-4 rijpheidsmeting	--	Excel file met rijpheidsmetingen vloer 4 deel B1
37	20170201 B2-4 rijpheidsmeting	--	Excel file met rijpheidsmetingen vloer 4 deel B2
38	Concremote	--	Samenvattend overzicht rijpheidsmetingen vloeren
39	Minimale sterkte bij ontkisten(2)	30-9-2016	E-mail Opzeeland aan BAM inzake betonsterkte bij ontkisten
40	Minimale sterkte bij ontkisten	30-9-2016	Aanvullende e-mail Opzeeland aan BAM inzake betonsterkte bij ontkisten

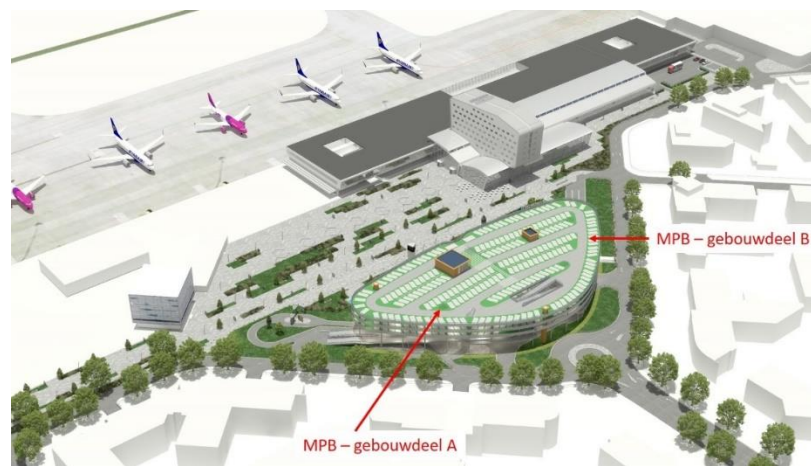
Nr	Naam	Datum	Omschrijving
41	20170622 gespreksnotitie ondersteuning en schrikken vloeren	15-6-2017	Informatie over het "schrikken" van de vloeren
42	Afschrift JAKM Jansen	9-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
43	Afschrift NL van den Broek	13-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
44	Afschrift Costa Perreira	13-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
45	Afschrift Perrenet	14-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
46	Afschrift Rops	14-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
47	Afschrift Van Wijk	14-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
48	Afschrift Van Veen	15-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
49	Afschrift Van Brakel	19-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
50	Afschrift Seinstra	26-6-2017	Getuigenverklaring afgenomen door notaris mr. Billet
51	Export_20170527_160500	30-5-2017	Opname CCTV: Uitgang links
52	Export_20170527_160500	27-5-2017	Opname CCTV: Gate 11 en 12
53	Export_20170527_160500	28-5-2017	Opname CCTV: Dome Terminal Landside 1
54	Export_20170527_160500	29-5-2017	Opname CCTV: Milieustraat
55	Export_20170527_170500	31-5-2017	Opname CCTV: Nooddeur Gate 11 en 12
56	0001403_2015.1591-4eVerdVloer Deel A-Berekening	11-11-2016	Berekening: 4e Verdiepingsvloer Deel A door Opzeeland
57	<i>fib</i> Bulletin 72	mei-2014	Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete structures 2010
58	BBT-17-M-00011-J	28-06-2017	BAM-notitie: Toetsing aanhechting beton op breedplaatvloer
59	Bubble Deck vloer – foto's	7/10/2016	Foto's gemaakt op het onderhavige project

3 Informatie over het MPB

3.1 Algemene informatie

Het Multi Purpose Building (MPB) op Eindhoven Airport is gesitueerd aan de Luchthavenweg, tegenover de Terminal van het vliegveld (figuur 3.1). Het gebouw heeft vier verdiepingen, met op de begane grond algemene ruimten, op de eerste verdieping een Kiss & Ride zone en op de overige verdiepingen parkeergelegenheid.

De bouw van het MPB is begonnen in de zomer van 2016 en het plan was dat het gebouw in juni 2017 in gebruik genomen zou worden. Echter, op 27 mei 2017 is een deel van het gebouw onverwachts ingestort (figuur 3.2). Ten tijde van deze instorting was de ruwbouw afgerond en waren afbouw en coating werkzaamheden in uitvoering.



Figuur 3.1: Artist Impression van het MPB (foto uit Sharepoint)



Figuur 3.2: Overzicht van het MPB na de gedeeltelijke instorting (foto Flash Ballonvaarten)

De totale breedte van het gebouw bedraagt ongeveer 120 meter en de diepte ongeveer 65 m. Halverwege de lengterichting van het gebouw is over de volle breedte een dilatatie aangebracht, waardoor het gebouw is onderverdeeld in twee driehoekvormige delen. Deze twee gebouwdelen zijn gecodeerd met “gebouwdeel A” en “gebouwdeel B” (figuur 3.1).

Beide gebouwdelen beschikken over eigen stabiliteitsvoorzieningen. Deze bestaan per gebouwdeel uit een stabiliteitskern van prefab betonnen wanden rondom het trappenhuis en twee stabiliteitsbokken (per bok twee diagonale stalen kokers tussen twee betonnen kolommen).

Het gebouw is gefundeerd op betonnen poeren met daaronder in de grond gevormde betonnen, funderingspalen. Elke verdieping wordt ondersteund door kolommen, vervaardigd van ter plaatse gestort beton.

De verdiepingvloeren zijn zogenaamde bollenplaatvloeren. Dit zijn vloeren die zijn opgebouwd uit geprefabriceerde betonplaten met kunststof bollen, met daarop een laag ter plaatse gestort beton. De totale vloerdikte bedraagt 450 mm.

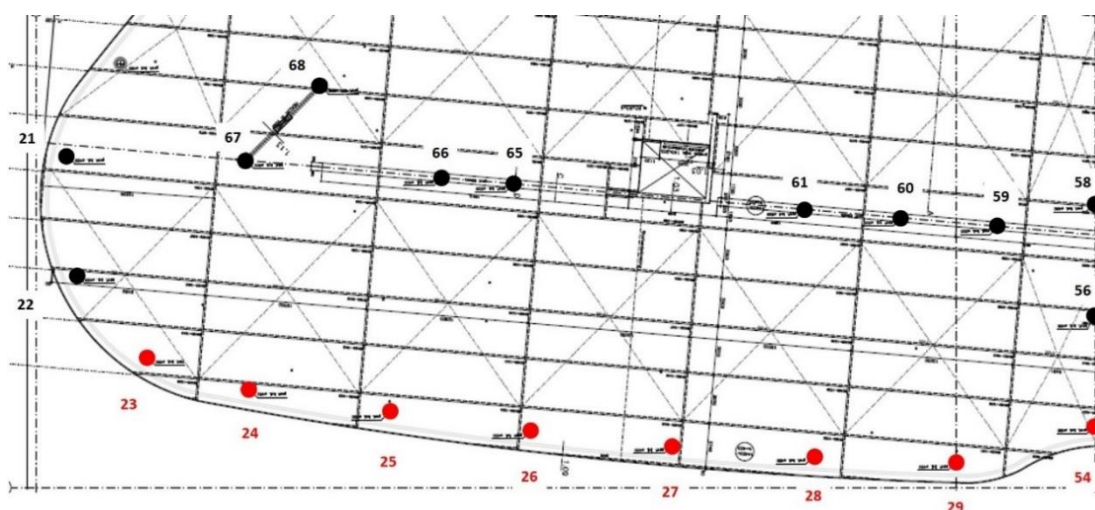
3.2 Vloer van de 4^e verdieping van gebouwdeel B

Het deel van het gebouw dat is ingestort bevond zich in gebouwdeel B. Verder is uit een analyse van de beschikbare informatie over de instorting naar voren gekomen dat de instorting is gestart ter plaatse van de bovenste verdieping, de 4^e verdiepingvloer (zie hoofdstuk 4). Daarom geeft deze paragraaf alleen specifieke informatie over de 4^e verdiepingvloer van gebouwdeel B, zoals die uit het dossier beschikbaar is gekomen.

In het vervolg van dit rapport worden de verdiepingvloeren aangeduid met “vloer 1” tot en met “vloer 4” in plaats van “1^e verdiepingvloer” tot en met “4^e verdiepingvloer”.

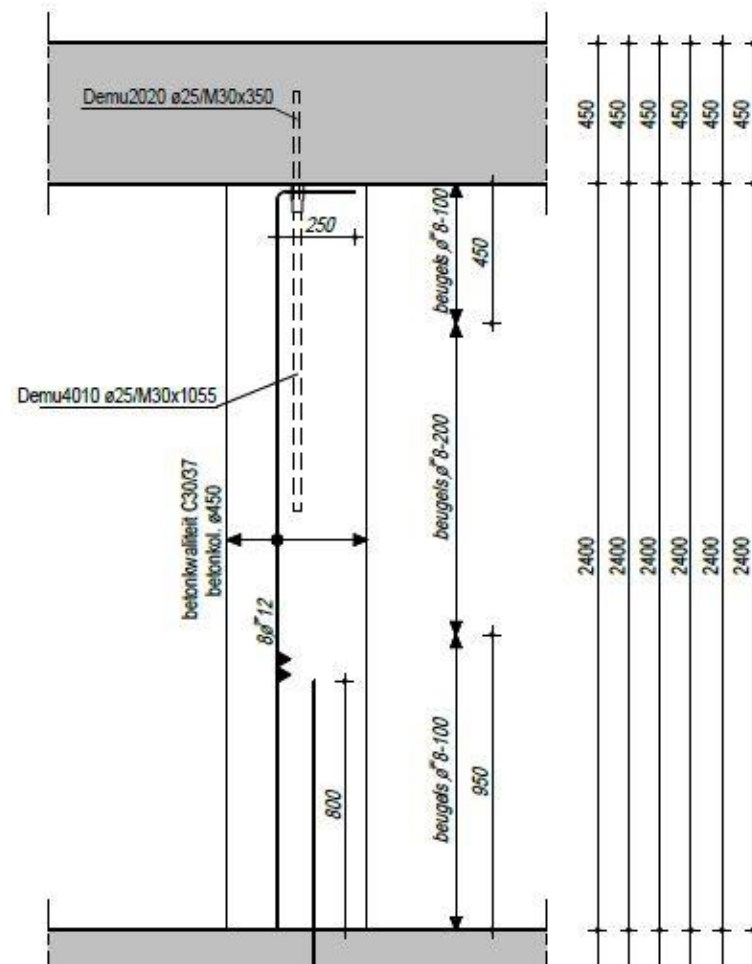
3.2.1 Kolommen

Het ingestorte deel van vloer 4 werd ondersteund door ronde kolommen van ter plaatse gestort beton, met een diameter 450 mm. Voor de codering van de kolommen (figuur 3.3) is de codering aangehouden die in het constructief ontwerp is gebruikt voor de kolommen [03].



Figuur 3.3: Codering van de kolommen (de rode kolommen zijn gesitueerd in het ingestorte gebouwdeel)

In figuur 3.4 is de wapening voor de kolommen 23 tot en met 29 weergegeven, voor het deel van die kolommen direct onder vloer 4. De doorlopende wapening vanuit die kolommen in vloer 4 bestaat uit één staaf "Demu2020 Ø25/M30x350".



Figuur 3.4: Wapening in de kolommen 23 tot en met 29, voor het deel tussen vloer 3 en vloer 4 [10]

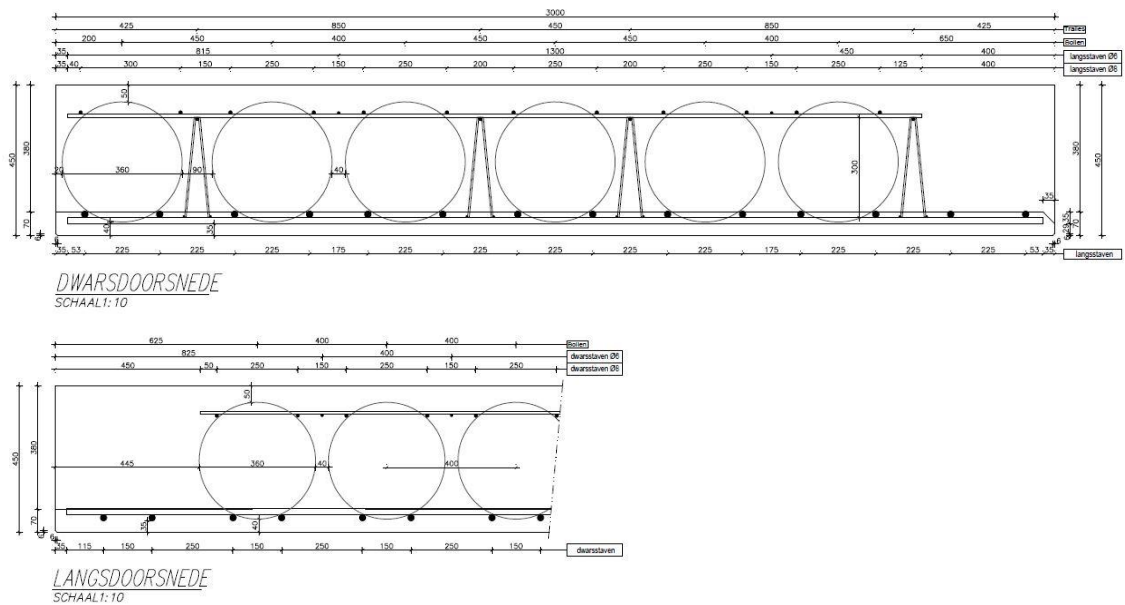
3.2.2 Vloer

Vloer 4 is een bollenplaatvloer met een totale dikte van 450 mm. De geprefabriceerde breedplaten hebben een basisafmeting van 3,0 x 10,0 m² en een dikte van 70 mm. Figuur 3.5 geeft een dwars- en langsdoorsnede van een basiselement van de bollenplaatvloer. In deze doorsneden is aangegeven waar de bollen zijn gepositioneerd. Tevens zijn de tralieliggers aangegeven, die zorgdragen voor de bevestiging van de bovenwapening en voor de koppeling tussen de breedplaat en het ter plaatse gestorte beton.

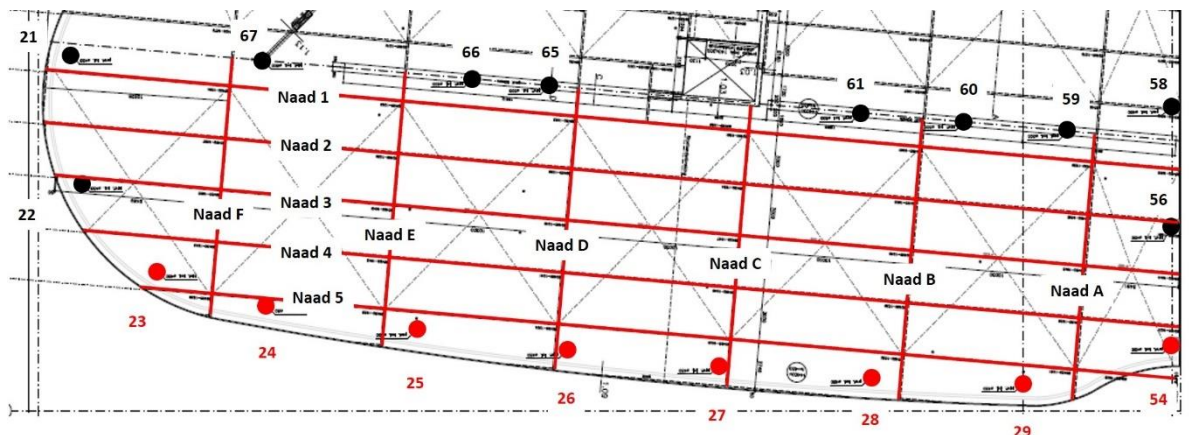
In figuur 3.6 is de indeling gegeven van de individuele elementen van de bollenplaatvloer in het onderhavige deel van vloer 4. Ten behoeve van de plaatsbepaling zijn de naden tussen de individuele elementen gecodeerd met 1 tot en 5 (langsnaden) en met A tot en met F (dwarsnaden).

Ten behoeve van het afschot in de vloer zijn de elementen tussen de langsnaden 1 en 5 onder een helling gelegd. Langsnaad 3 is daarbij het hoogst gepositioneerd,

100 mm hoger dan de naden 1 en 5 [15]. Als gevolg van dit afschot lopen de langsnaden vlak en de dwarsnaden onder een helling.



Figuur 3.5: Dwars- en langsdoorsnede van een individueel element van de bollenplaatvloer [15]



Figuur 3.6: Elementindeling bollenplaatvloer en codering langs- en dwarsnaden [15]

Na de positionering van de elementen van de bollenplaatvloer in het werk, op een ondersteuningsconstructie, is extra onder- en bovenwapening in de vloer aangebracht. Dit betrof de volgende wapening.

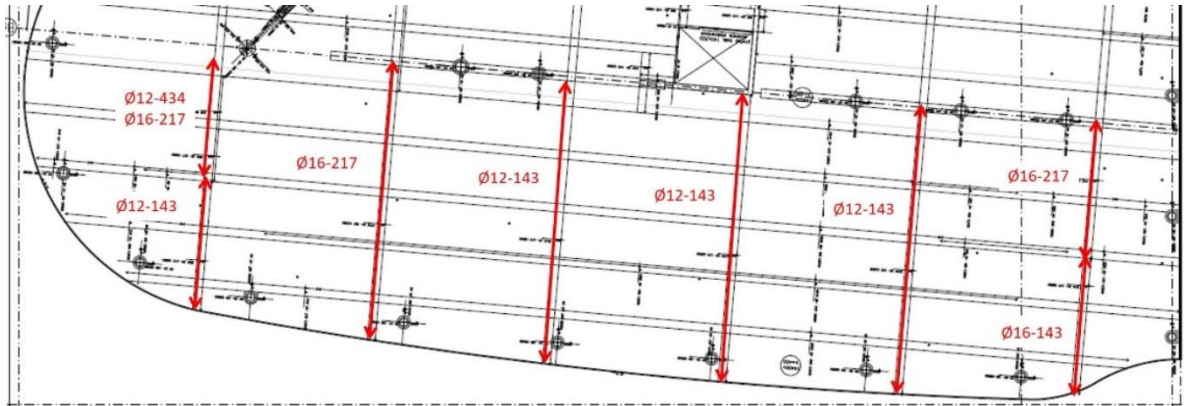
Onderwapening [16]:

- Ter plaatse van elke kolom: wapening in twee richtingen.
- Ter plaatse van de dwarsnaden: koppelstaven zoals weergegeven in figuur 3.7
- Ter plaatse van de langsnaden: koppelstaven zoals weergegeven in figuur 3.8
- Ten aanzien van de koppelstaven zijn op tekening [16] de volgende lengten (L) aangegeven: staven $\text{Ø}10 - L=1150 \text{ mm}$; staven $\text{Ø}12 - L=1250 \text{ mm}$; staven $\text{Ø}16 - L=1550 \text{ mm}$.

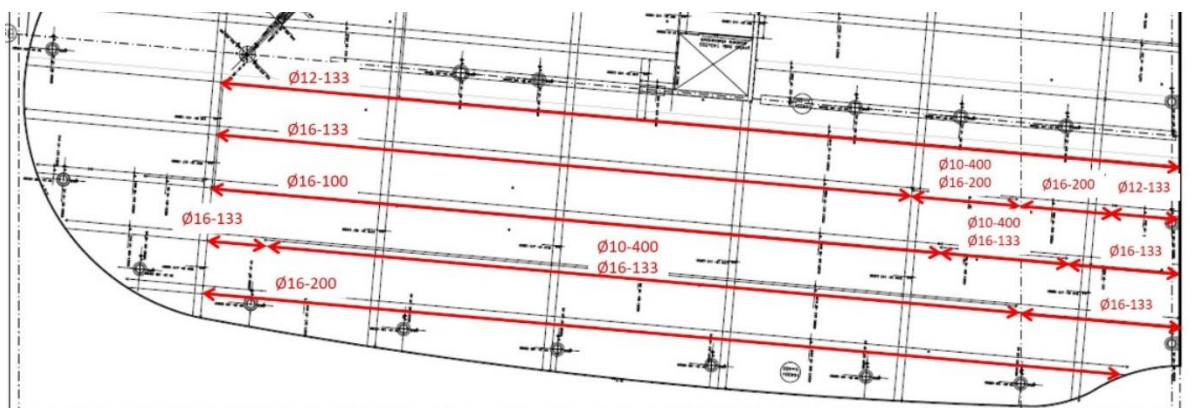
Bovenwapening [17-19]:

- Voor het gehele oppervlak is aangegeven: "vloer dient boven volledig dicht te liggen met minimaal $\text{Ø}8 - 200/217$ ".

- Ter plaatse van de buitenomtrek van de vloer (boven de kolommen): over een strook van circa 2 m breed wapening in twee richtingen.
- Ter plaatse van de kolomrij naast naad 1 (aan de zijde van naad 1): over een strook van circa 2 m breed wapening in twee richtingen.



Figuur 3.7: Onderwapening ter plaatse van de dwarsnaden [16]



Figuur 3.8: Onderwapening ter plaatse van de langsnaaden (wapening in zone van naad F tot uiteinde niet weergegeven in deze tekening) [16]

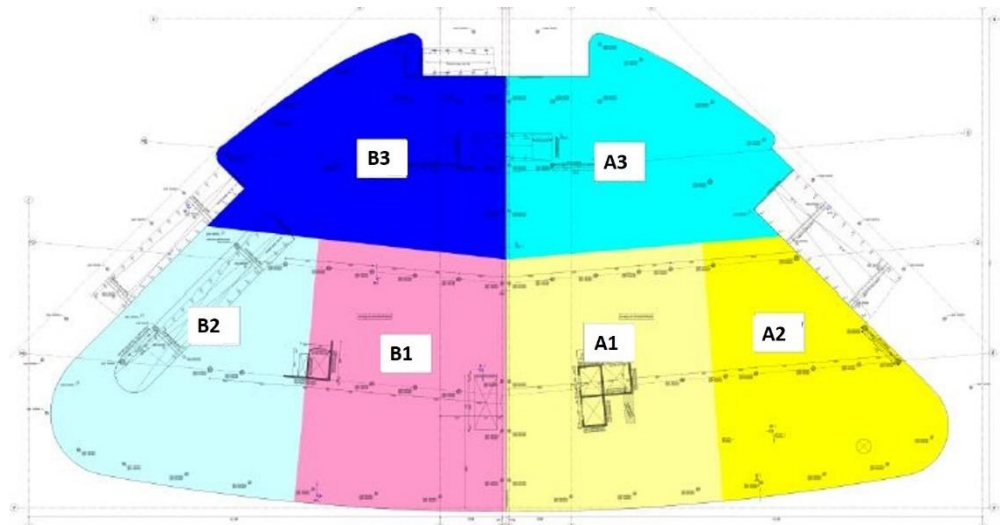
3.2.3 Uitvoering

Vloer 4 van gebouwdeel B is in drie fasen gestort, gecodeerd met B1, B2 en B3 (figuur 3.9). Het ingestorte deel van het gebouw bevond zich deels in fase B1 en deels in fase B2 (figuur 3.10), met de stortnaad, de grens tussen de twee fasen, tussen de dwarsnaden C en D (figuur 3.10).

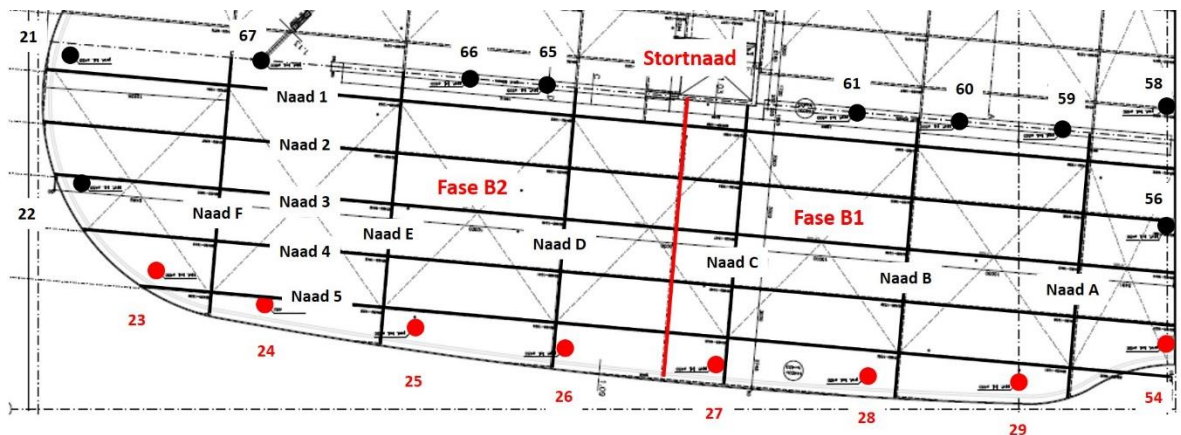
Uit document [41] volgt dat het beton van fase B1 is gestort op 30 januari 2017 en het beton van fase B2 op 1 februari 2017.

Na het bereiken van een druksterkte van het ter plaatse gestorte beton van 18 MPa (zie volgende paragraaf) heeft men de vloeren laten schrikken. Dit schrikken houdt in dat de ondersteuning onder de vloer eerst wordt losgedraaid en vervolgens weer handvast wordt aangedraaid. Uit document [41] volgt dat het schrikken van fase B1 heeft plaatsgevonden op 6 februari 2017 en fase B2 op 7 februari 2017.

Op 9 februari 2017 is de volledige onderstempeling onder de fasen B1 en B2 van vloer 3 verwijderd [41]. De onderstempeling onder de fasen B1 en B2 van vloer 4 is ongeveer 28 dagen na het storten van het beton verwijderd.



Figuur 3.9: Stortfasen voor vloer 4 [41]



Figuur 3.10: Fasen B1 en B2 van vloer 4; locatie stortnaad

Fase B1 van vloer 4 is gestort op 30 januari 2017. Op de leverbon van de betoncentrale [33] is ten aanzien van het beton het volgende aangegeven:

- Categorie: NEN-EN 206
- Productcode: 117314
- Code: NCODE_4BAMAIIRS49-T1-F4-50D
- Sterkteklasse: Niet gespecificeerd
- Maatgevende milieuklasse: Geen
- Consistentieklasse: F4
- D-max: 32 mm
- Extra informatie: S49-T-F4 50%16 50%D 80KGVLS 56DG-45N/MM2

Fase B2 van vloer 4 is gestort op 1 februari 2017. Op de leverbon van de betoncentrale [34] is ten aanzien van het beton hetzelfde aangegeven als op de leverbon van het beton op 30 januari 2017 (zie hierboven).

Voor het bepalen van de sterkteontwikkeling van het ter plaatse gestorte beton is gebruik gemaakt van de methode "Gewogen rijpheid". Ten behoeve van deze methode is de betontemperatuur van het verhardende beton gemeten. Volgens document [35] is de betontemperatuur van fase B1 en fase B2 van vloer 4 elk op één locatie gemeten. Ten aanzien van deze locaties is aangegeven: "diepte 40-50 mm; plaats: B1 en B2: in hart wand trappenhuis as Bs".

De resultaten van de temperatuurmetingen en de daaruit berekende sterkte-ontwikkeling van het ter plaatse gestorte beton is weergegeven in de documenten [36]-[38]. In die documenten is het volgende aangegeven:

- Betonspecie: 311513 – Mengsel C35/45, XD3, F4, S49-T1F4 (CEMIII/B 42,5N.LH/SR/CEMI52R, bevat 50% CEMI) (22-11-2016)

Fase B1 van vloer 4:

- Startdatum: 30-01-2017
- Starttijd: 15:00:00
- Tijdsduur voor bereiken doelwaarde 18 MPa: 119,5 uur

Fase B2 van vloer 4:

- Startdatum: 01-02-2017
- Starttijd: 16:00:00
- Tijdsduur voor bereiken doelwaarde 18 MPa: 126,0 uur.

4 Informatie over de instorting

4.1 Getuigenverklaringen

Na de instorting is met acht getuigen gesproken, die ten tijde van de instorting in de buurt van het MPB aanwezig waren. Notaris mr. S.J. Billet heeft bij die getuigen, aan de hand van een vragenlijst, navraag gedaan naar hetgeen zij hebben waargenomen ten tijde van de instorting. De resultaten van die interviews zijn weergegeven in de documenten [42] tot en met [50].

Van de acht getuigen waren er vier die ten tijde van de instorting direct zicht hadden op het MPB. Op de vragen “5. Wat heeft u gezien? (Alleen wat u met eigen ogen heeft waargenomen)” en “8. Kunt u vertellen hoe de instorting plaatsvond?” antwoordden zij het volgende:

Getuige [42]:

- 5. Ik heb gezien dat de garage van boven naar beneden instortte.
- 8. Van boven naar beneden.

Getuige [45]:

- 5. Toen ik opkeek zag ik de bovenste verdieping van de garage instorten.
- 8. Het ging van boven naar beneden.

Getuige [47]:

- 5. Ik voelde eerst trillingen, toen een knal, vervolgens stortte het gebouw recht naar beneden in. Daarna zag ik een grote stofwolk.
- 8. Ik hoorde een knal en zag de bovenste verdieping naar beneden zakken.

Getuige [48]:

- 5. Ik hoorde gerommel en zag het hele gebouw instorten. Van boven naar beneden. Trapsgewijs.
- 8. Het gebouw stortte van boven naar beneden in elkaar.

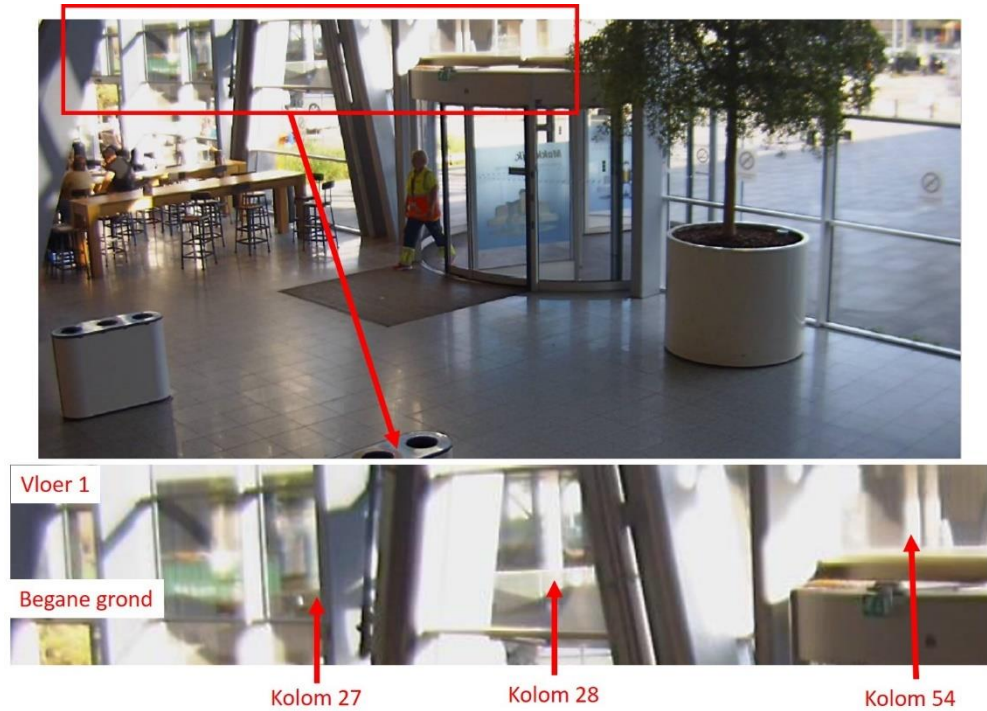
4.2 Opnamen met CCTV camera's

4.2.1 Algemeen

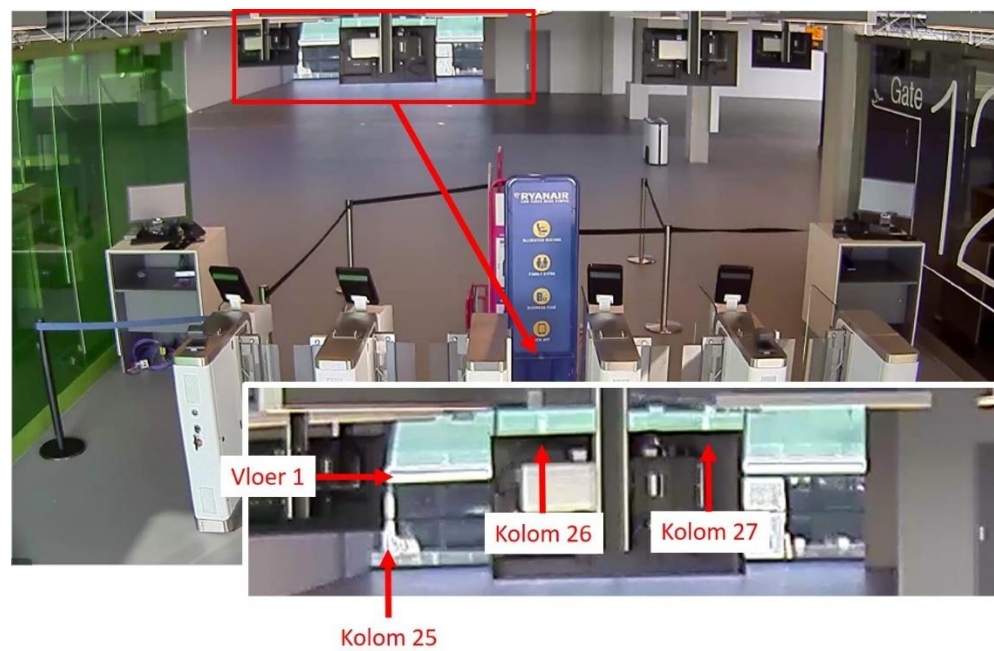
In de omgeving van het MPB bevonden zich vijf CCTV camera's die opnamen hebben gemaakt van een deel van de instorting. Dit waren de volgende vijf camera's:

- CCTV Uitgang links [51]
- CCTV Gate 11 en 12 [52]
- CCTV Dome Terminal Landside 1 [53]
- CCTV Milieustraat [54]
- CCTV Nooddeur Gate 11 en 12 [55]

In de figuren 4.1-4.5 is aangegeven welk deel van het MPB op elk van de vijf bovengenoemde CCTV opnamen zichtbaar was. Vervolgens geeft figuur 4.6 een samenvattend overzicht van alle delen van het MPB die op de camerabeelden zichtbaar waren. In de volgende paragrafen wordt per camera aangegeven wat daarop zichtbaar was ten aanzien van de instorting. De in die paragrafen genoemde tijden zijn de tijden die zijn weergegeven op de betreffende CCTV beelden. Die tijden zijn niet gesynchroniseerd, waardoor het niet mogelijk is om de beelden één-op-één in de tijd te koppelen.



Figuur 4.1: Delen van het MPB die zichtbaar waren op CCTV Uitgang links [51]



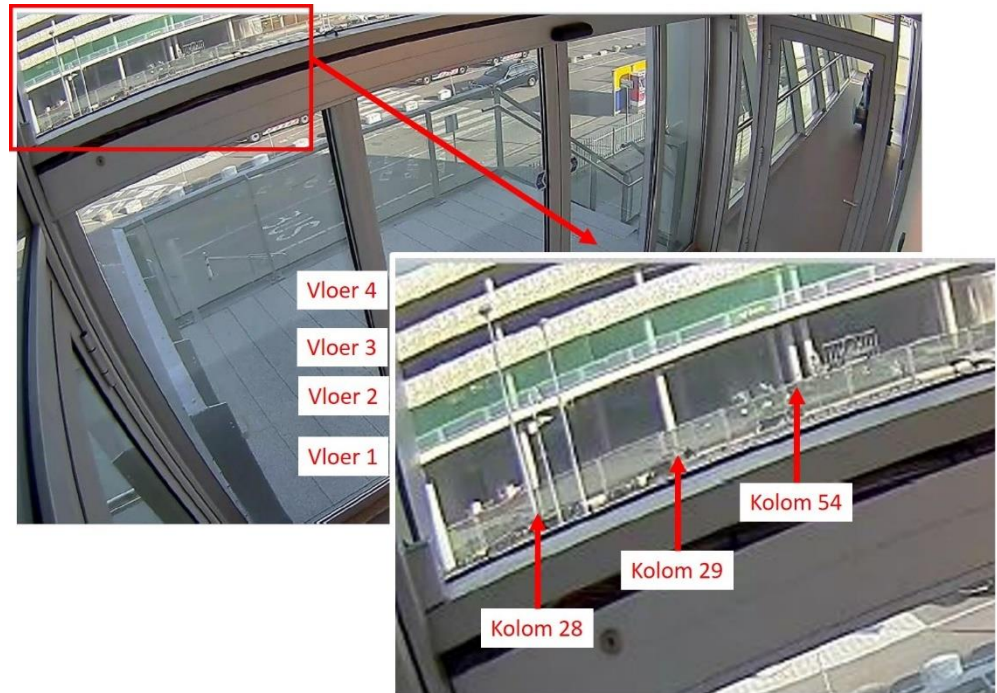
Figuur 4.2: Delen van het MPB die zichtbaar waren op CCTV Gate 11 en 12 [52]



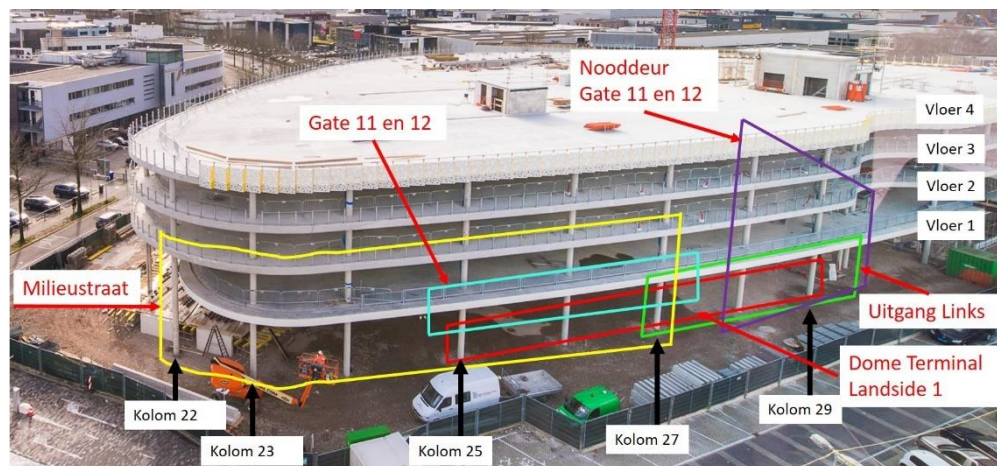
Figuur 4.3: Delen van het MPB die zichtbaar waren op CCTV Dome Terminal Landside 1 [53]



Figuur 4.4: Delen van het MPB die zichtbaar waren op CCTV Milieustraat [54]; een groot deel van vloer 2 is aan het zicht onttrokken vanwege aldaar gespannen bouwgaas



Figuur 4.5: Delen van het MPB die zichtbaar waren op CCTV Nooddeur Gate 11 en 12 [55]



Figuur 4.6: Samenvattend overzicht van de delen van het MPB die zichtbaar waren op de vijf CCTV opnamen (foto uit sharepoint)

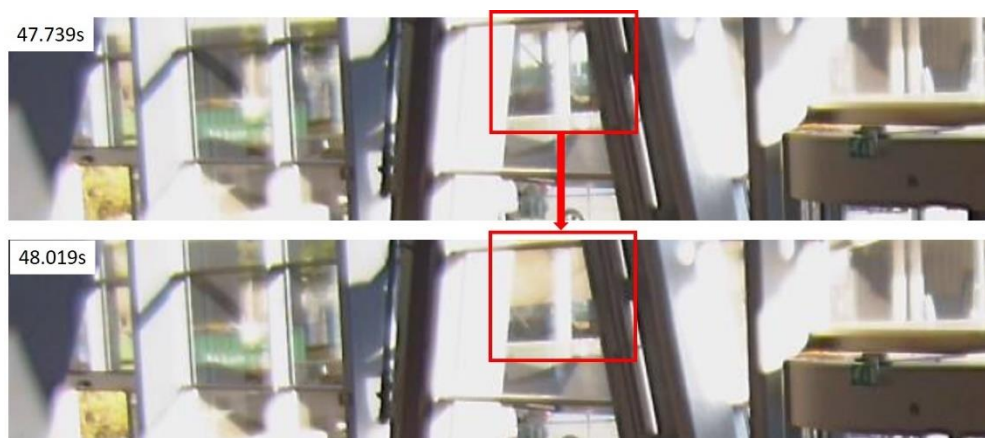
4.2.2 CCTV Uitgang links

Zoals aangegeven in paragraaf 4.2.1 is op de CCTV beelden “Uitgang links” het volgende deel van het gebouw zichtbaar:

- Kolommen op de begane grond: kolom 27-29 en 54
- Vloer 1: deel van kolom 27 tot en met gebouwdilatatie.

Ten aanzien van de instorting geven deze CCTV beelden de volgende informatie (figuur 4.7):

- Op het tijdstip 46.779s begint de camera te bewegen, maar zijn nog geen veranderingen in het zichtbare deel van het gebouw waar te nemen.
- Op het tijdstip 47.779s komt vloer 1 omlaag. Deze vloer roteert om de buitenste kolomrij, waarbij het vloerdeel achter de kolommen als eerste omlaag gaat.
- Als vloer 1 over een groot deel van de verdiepingshoogte omlaag is gedraaid, bezwijken de kolommen en komt ook het voorste deel van de vloer omlaag.



Figuur 4.7: Vloer 1 is omlaag gedraaid en kolom is nog niet bezweken (bovenste beeld is op 47.739s; onderste beeld op 48.019s) [51]

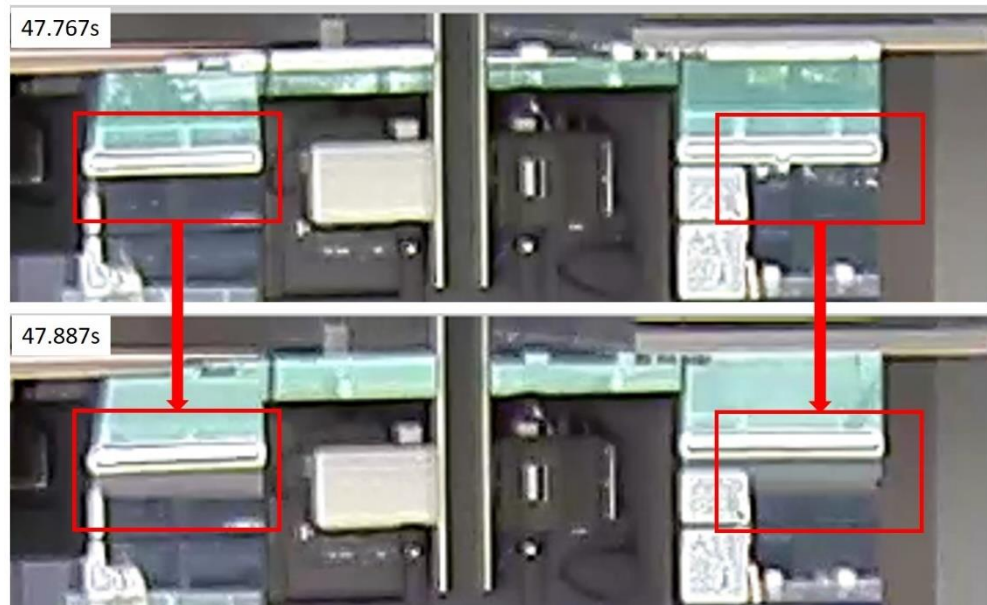
4.2.3 CCTV Gate 11 en 12

Zoals aangegeven in paragraaf 4.2.1 is op de CCTV beelden “Gate 11 en 12” het volgende deel van het gebouw zichtbaar:

- Kolommen op de begane grond: kolom 25
- Kolommen op vloer 1: kolom 26 en 27
- Vloer 1: deel van kolom 25 tot net links van kolom 28

Ten aanzien van de instorting geven deze CCTV beelden de volgende informatie (figuur 4.8):

- Op het tijdstip 46.926s begint de camera te bewegen, maar zijn nog geen veranderingen in het zichtbare deel van het gebouw waar te nemen.
- Daarna roteert vloer 2 omlaag, maar door het bouwgaas is dat niet duidelijk waar te nemen.
- Op het tijdstip 47.326s komt vloer 1 omlaag. Deze vloer roteert om de buitenste kolomrij, waarbij het vloerdeel achter de kolommen als eerste omlaag gaat. In het rechter deel van het beeld komt de vloer iets eerder omlaag dan in het linker deel.
- Als vloer 1 over een groot deel van de verdiepingshoogte omlaag is gedraaid, bezwijken de kolommen en komt ook het voorste deel van de vloer omlaag.



Figuur 4.8: Vloer 1 is omlaag gedraaid en kolommen zijn nog niet bezwaken; rechter deel vloer verder gedraaid dan linker deel (bovenste beeld is op 47.767s; onderste beeld op 47.887s) [52]

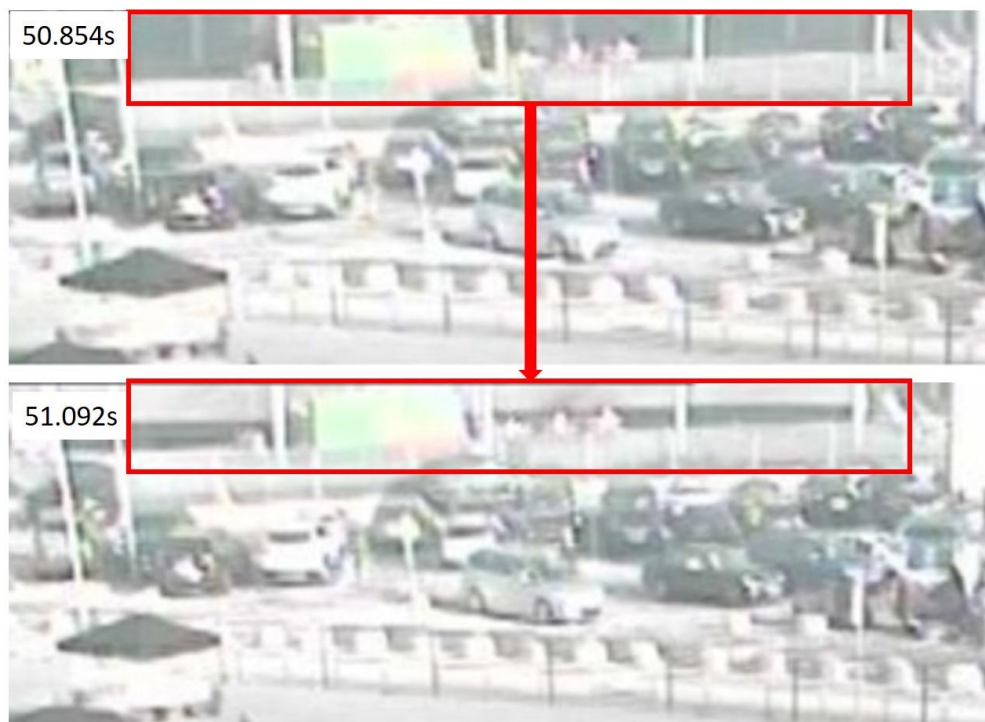
4.2.4 CCTV Dome Terminal Landside 1

Zoals aangegeven in paragraaf 4.2.1 is op de CCTV beelden "Dome Terminal Landside 1" het volgende deel van het gebouw zichtbaar:

- Kolommen op de begane grond: kolom 25-29

Ten aanzien van de instorting geven deze CCTV beelden de volgende informatie (figuur 4.9):

- Op het tijdstip 49.667s begint de camera te bewegen, maar zijn nog geen veranderingen in het zichtbare deel van het gebouw waar te nemen.
- Op het tijdstip 51.023s komt vloer 1 omlaag. Deze vloer roteert om de buitenste kolomrij, waarbij het vloerdeel achter de kolommen als eerste omlaag gaat.
- Als vloer 1 over een groot deel van de verdiepingshoogte omlaag is gedraaid, bezwijken de kolommen en komt ook het voorste deel van de vloer omlaag.



Figuur 4.9: Vloer 1 is omlaag gedraaid en kolommen zijn nog niet bezwaken (bovenste beeld is op 50.854s; onderste beeld op 51.092s) [53]

4.2.5 CCTV Milieustraat

Zoals aangegeven in paragraaf 4.2.1 is op de CCTV beelden “Milieustraat” het volgende deel van het gebouw zichtbaar:

- Kolommen op de begane grond: kolom 22-27
- Kolommen op vloer 1: kolom 22 en 23
- Vloer 1: deel van kolom 22 tot net links van kolom 28
- Vloer 2: deel van kolom 22 tot net rechts van kolom 23

Ten aanzien van de instorting geven deze CCTV beelden de volgende informatie (figuur 4.10 en 4.11):

- Op het tijdstip 47.515s komt vloer 2 omlaag. Deze vloer komt als eerste omlaag in de zone rechts achter kolom 23. De buitenrand van deze vloer, het deel van kolom 22 tot net rechts van kolom 23, komt pas omlaag als het deel rechts achter kolom 23 al omlaag is gekomen tot op het niveau van vloer 1.
- Als het deel van vloer 2 rechts achter kolom 23 over de gehele verdiepingshoogte omlaag is gedraaid, komt vloer 1 omlaag. Deze vloer draait omlaag, waarbij deze als eerste omlaag komt langs een lijn die aan de rechter zijde van kolom 24 evenwijdig aan de gevel loopt en aan de linker zijde van kolom 24 schuin naar de bovenzijde van kolom 22 wegl loopt.
- Als vloer 1 over een groot deel van de verdiepingshoogte omlaag is gedraaid, bezwijkt kolom 23 boven deze vloer. Een korte tijd later bezwijken de kolommen 23 tot en met 27 onder deze vloer.



Figuur 4.10: Vloer 2 is omlaag gedraaid en kolom is nog niet bezwaken; rechter deel vloer verder gedraaid dan linker deel (bovenste beeld is op 47.055s; onderste beeld op 47.595s) [54]



Figuur 4.11: Vloer 1 en vloer 2 zijn omlaag gedraaid en kolommen zijn nog niet bezwaken; rechter deel van vloeren verder gedraaid dan linker deel (bovenste beeld is op 47.595s; onderste beeld op 47.935s) [54]

4.2.6 CCTV Nooddeur Gate 11 en 12

Zoals aangegeven in paragraaf 4.2.1 is op de CCTV beelden "Nooddeur Gate 11 en 12" het volgende deel van het gebouw zichtbaar:

- Kolommen op de begane grond: kolom 28, 29 en 54
- Kolommen op vloer 1: kolom 28, 29 en 54
- Kolommen op vloer 2: kolom 28 en 29
- Kolommen op vloer 3: kolom 28
- Vloer 1: deel van links van kolom 28 tot aan dilatatie
- Vloer 2: deel van links van kolom 28 tot aan dilatatie
- Vloer 3: deel van links van kolom 28 tot aan kolom 29
- Vloer 4: deel tussen de kolommen 27 en 29

Ten aanzien van de instorting geven deze CCTV beelden de volgende informatie:

- Op het tijdstip 45.905s begint vloer 4 te verplaatsen. Deze vloer roteert om de kolomrij, waarbij de buitenrand van de vloer, het deel voor de kolommen, omhoog komt en het vloerdeel achter de kolommen, gelijktijdig, omlaag gaat (figuur 4.12). Tijdens het verloop van deze rotatie verplaatst de vloer tevens naar binnen (in de richting van het gebouw).
- Op het tijdstip 46.537s start vloer 3 met eenzelfde beweging als hiervoor is beschreven bij vloer 4 (figuur 4.13).
- Op het tijdstip 47.217s start vloer 2 met eenzelfde beweging als hiervoor is beschreven bij vloer 4 (figuur 4.14). Het linker deel van de vloer draait daarbij iets eerder naar beneden dan het rechter deel (het deel nabij de dilatatie).
- Als vloer 2 over een deel van de verdiepingshoogte omlaag is gedraaid, ontstaat een breukvlak ter plaatse van naad A, tussen de kolommen 29 en 54, nagenoeg loodrecht op de gevellijn (figuur 4.14).
- Op het tijdstip 47.738s start vloer 1 met eenzelfde beweging als hiervoor is beschreven bij vloer 4, echter, zonder dat deze vloer duidelijk naar binnen verplaatst (figuur 4.15). Het linker deel van de vloer draait daarbij iets eerder naar beneden dan het rechter deel (het deel nabij de dilatatie).
- Als deze vloer over een klein deel van de verdiepingshoogte omlaag is gerooteerd, ontstaat een breukvlak ter plaatse van naad A, tussen de kolommen 29 en 54, nagenoeg loodrecht op de gevellijn (figuur 4.16).
- De kolommen draaien in eerste instantie mee met de vloeren. Pas nadat de vloeren over een aanzienlijk deel van de verdiepingshoogte omlaag zijn gedraaid, bezwijken de kolommen (figuur 4.16).



Figuur 4.12: Vloer 4 draait achter de kolommen omlaag; buitenrand draait daarbij omhoog; kolommen zijn nog niet bezwaken (bovenste beeld is op 45.905s; onderste beeld op 46.457s) [55]



Figuur 4.13: Vloer 4 verplaatst naar achteren; vloer 3 draait achter de kolommen omlaag; buitenrand draait daarbij omhoog; kolommen zijn nog niet bezweken (bovenste beeld is op 46.457s; onderste beeld op 47.177s) [55]



Figuur 4.14: Vloer 3 en 4 verplaatsen naar achteren; vloer 2 draait achter de kolommen omlaag; buitenrand draait daarbij omhoog; in vloer 2 ontstaat een breukvlak ter plaatse van naad A (zwarte pijl); kolommen zijn nog niet bezwaken (bovenste beeld is op 47.177s; onderste beeld op 47.577s) [55]



Figuur 4.15: Vloer 2 - 4 verplaatsen naar achteren; vloer 1 draait achter de kolommen omlaag; buitenrand draait daarbij omhoog (pijl geeft gebouwdilatatie aan); kolommen zijn nog niet bezwaken (bovenste beeld is op 47.577s; onderste beeld op 47.777s) [55]



Figuur 4.16: Kolommen bezwijken; in vloer 1 ontstaat breukvlak ter plaatse van naad A (bovenste beeld is op 47.777s; onderste beeld op 48.017s) [55]

4.3 Conclusies van de verklaringen en opnamen

Ten aanzien van de start van de instorting geven de verklaringen van de getuigen en de CCTV opnamen de volgende informatie:

- De vier getuigen die ten tijde van de instorting direct zicht hadden op het MPB hebben unaniem verklaard dat het MPB is ingestort van boven naar beneden.
- In het deel van het MPB dat zichtbaar is op de opnamen van de CCTV “Nooddeur Gate 11 en 12” bezwijkt eerst vloer 4 en vervolgens de lager gelegen vloeren 3, 2 en 1.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat de instorting is gestart in vloer 4 of ter plaatse van een kolom onder vloer 4.

Op de CCTV opnamen is vloer 1 over de volledige lengte van het ingestorte deel van het MPB zichtbaar. Uit die opnamen volgt dat deze vloer roteert om de buitenste kolomrij, waarbij de buitenrand van de vloer, het deel voor de kolommen, omhoog komt en het vloerdeel achter de kolommen, gelijktijdig, omlaag gaat.

Dit bezwijken start niet nabij het uiteinde, ter plaatse van de kolommen 22 en 23, en ook niet nabij het uiteinde bij de dilatatie.

De kolommen onder vloer 1 bezwijken pas als de vloer al relatief ver omlaag is geroteerd.

Op de CCTV opnamen is vloer 2 zichtbaar nabij het uiteinde, ter plaatse van de kolommen 22 en 23, en nabij de gebouwdilatatie, vanaf links van kolom 28 tot aan de dilatatie. Uit die opnamen blijkt dat het zichtbare deel van vloer 2 op een vergelijkbare wijze bezwijkt als vloer 1. Ook geldt dat de kolommen onder vloer 2 pas bezwijken als de vloer al relatief ver omlaag is geroteerd.

Op de CCTV opnamen is vloer 3 zichtbaar vanaf links van kolom 28 tot aan kolom 29. Uit die opnamen blijkt dat het zichtbare deel van vloer 3 op een vergelijkbare wijze bezwijkt als vloer 1. Ook geldt dat de kolommen 28 en 29 onder vloer 3 pas bezwijken als de vloer al relatief ver omlaag is geroteerd.

Op de CCTV opnamen is vloer 4 zichtbaar over het deel tussen de kolommen 27 en 29. Uit die opnamen blijkt dat het zichtbare deel van vloer 4 op een vergelijkbare wijze bezwijkt als vloer 1. Ook geldt dat kolom 28 onder vloer 4 pas bezwijkt als de vloer al relatief ver omlaag is geroteerd.

5 Visuele inspectie van het ingestorte gebouwdeel

5.1 Algemeen

In het voorgaande hoofdstuk is geconcludeerd dat de instorting is gestart in vloer 4. Om deze reden is bij de visuele inspectie van het ingestorte deel van het gebouw met name aandacht besteed aan de locatie en positionering van de onderdelen van vloer 4 en de aanwezige bezwijkvlakken in die vloer. De bezwijkvlakken zijn daarbij gedefinieerd als de locaties waar de vloerdelen aan beide zijden van een scheur/onderbreking (vrijwel) geheel van elkaar zijn losgekomen.

Figuur 5.1 geeft een algemeen overzicht van het ingestorte deel van het gebouw. Het ingestorte deel van het gebouw bevindt zich aan de zijde van de luchthaven. Ten behoeve van de plaatsaanduiding is in dit onderzoek gekozen voor de terminologie die geldt vanuit het aanzicht vanaf de parkeerplaats aan de zijde van de luchthaven (figuur 5.1). Dit is zo gekozen omdat het merendeel van de foto's is gemaakt vanaf die zijde.

Ten behoeve van de identificatie van de onderdelen van het ingestorte deel van het gebouw is gebruik gemaakt van kenmerken die zichtbaar zijn op het deel van het gebouw dat niet is ingestort (figuur 5.2). Dit zijn onder andere de reeds aangebrachte coating op vloer 2 en vloer 3 en de leidingkokers die zichtbaar zijn in de breukvlakken.

Vanwege mogelijk instortingsgevaar van het niet-ingestorte deel van het gebouw was alleen een inspectie op afstand mogelijk. De inspectie heeft daarom, in hoofdzaak, als volgt plaatsgevonden:

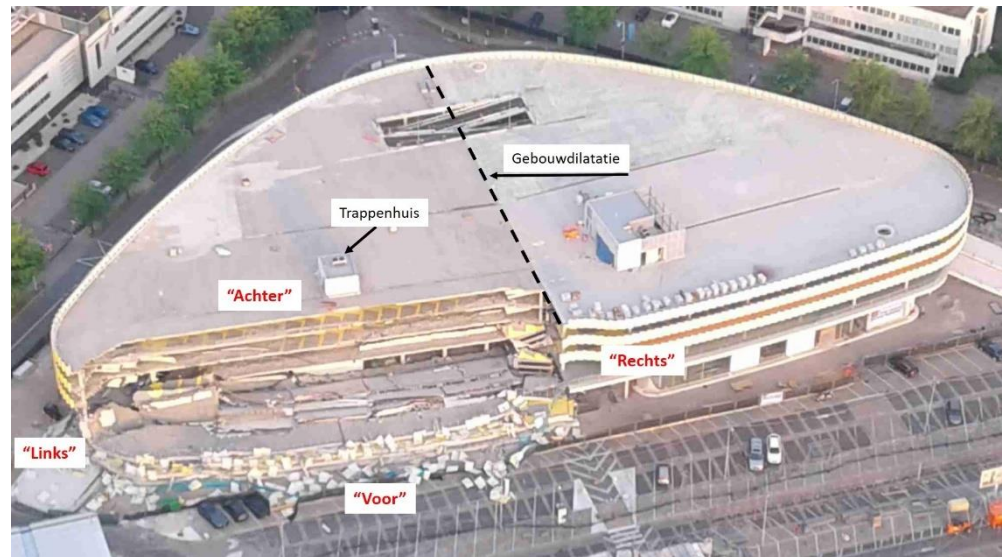
- Via opnamen die BAM heeft laten maken met een drone. Deze opnamen zijn via de sharepoint omgeving beschikbaar gesteld.
- Via foto's die TNO op 29 juni 2017 op afstand heeft gemaakt, vanaf de begane grond.
- Via foto's die TNO op 11 juli 2017 heeft gemaakt vanuit een hangbak aan een kraan, die beschikbaar was gesteld door BAM.

In dit hoofdstuk wordt op meerdere plaatsen verwezen naar foto's met de code A.xx. Dit zijn door TNO gemaakte foto's, die zijn voorzien van een toelichtende tekst, en die zijn opgenomen in bijlage A.

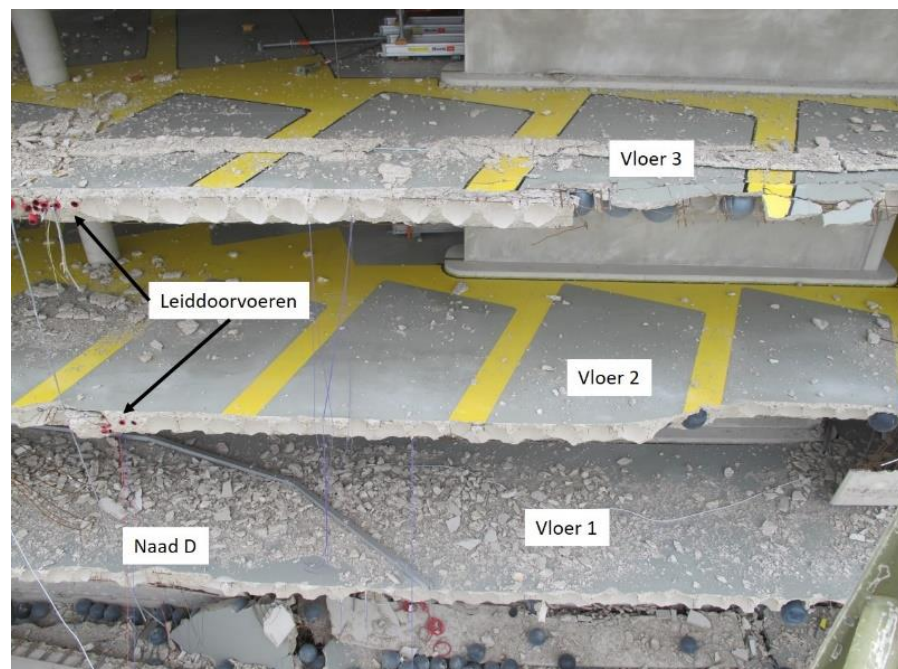
De resultaten van de visuele inspectie zijn als volgt opgedeeld, in separate paragrafen van dit hoofdstuk:

- De grens van het ingestorte deel van het gebouw (paragraaf 5.2).
- Uit de algemene overzichtsfoto's van het ingestorte deel van het gebouw blijkt dat er drie delen zijn te onderscheiden, met elk een specifiek bezwijkbeeld, die daarom separaat zijn beschreven:
 - Het deel van de bouwdilatatie tot naad A (paragraaf 5.3).
 - Het deel van naad A tot naad E (paragraaf 5.4).
 - Het deel van naad E tot het uiteinde aan de linker zijde (paragraaf 5.5).

- Naad 3 van vloer 4 was over het gedeelte van naad A tot naad E niet zichtbaar, want die lag onder andere delen van het gebouw. Om toch inzicht te verkrijgen in de wijze van bezwijken van naad 3 is een beschrijving gegeven van de wel zichtbare naad 3 van vloer 2, tussen de naden A en E, in aanvulling op een beschrijving van het deel van naad 3 van vloer 4 tussen naad E en F (paragraaf 5.6).



Figuur 5.1: Overzicht van het gebouw met het ingestorte deel, inclusief de terminologie die is gebruikt voor de plaatsbepaling (foto Flash Ballonvaarten)



Figuur 5.2: Identificatiepunten in het deel van het gebouw dat niet is ingestort

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

5.2 Grens van het ingestorte deel

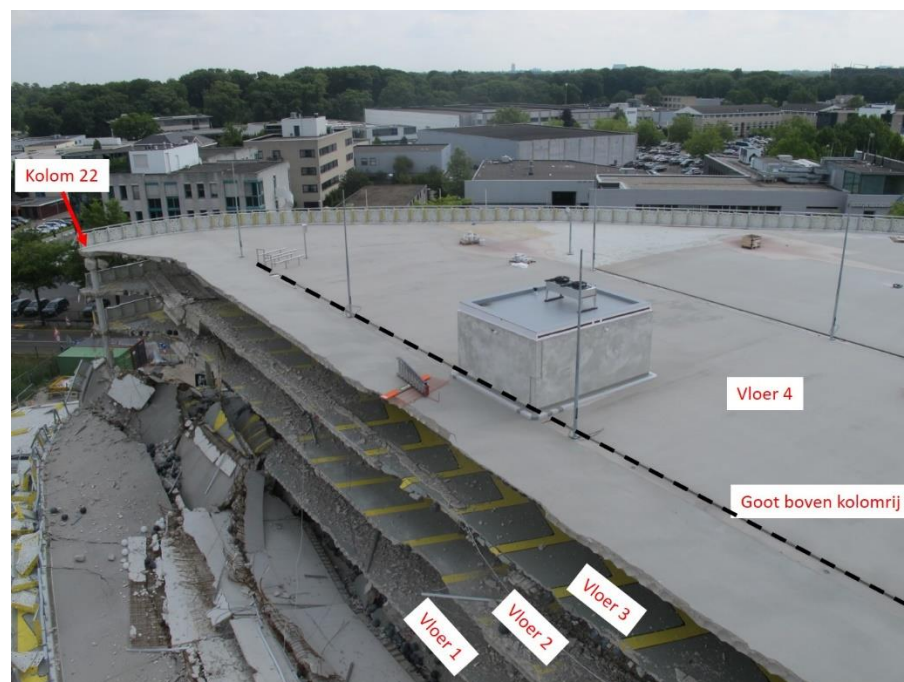
Aan de bovenzijde van vloer 4 is de grens van het ingestorte deel als volgt gepositioneerd (figuur 5.3 en foto A.1 - A.3):

- Aan de rechter zijde, nabij de dilatatie, bevindt de grens zich direct aan de voorzijde van kolom 56.
- Vanaf het hiervoor genoemde punt loopt de grens schuin naar achteren naar naad A.
- Vanaf naad A tot en met naad F bevindt de grens zich tussen naad 1 en 2. Over een groot deel van de lengte bevindt de grens zich ter hoogte van de 2^e bollenrij vanaf naad 2. Echter, nabij het trappenhuis verspringt de grens naar de 3^e bollenrij vanaf naad 2.
- Vanaf naad F loopt de grens schuin naar voren, tot net voor kolom 22.

Aan de bovenzijde van de vloeren 1 tot en met 3 bevindt de grens van het ingestorte deel zich op nagenoeg dezelfde positie als in vloer 4.

Voor de onderzijde van vloer 4 geldt voor de breedplaten tussen naad 1 en 2, ter hoogte van de grens van het ingestorte deel, het volgende (foto A.4 - A.7):

- De breedplaat tussen de dilatatie en naad A is gedeeltelijk losgekomen van het ter plaatse gestorte beton en hangt nog aan vloer 4.
- Alle overige breedplaten tussen naad 1 en 2 zijn volledig losgekomen van de ondergrond.



Figuur 5.3: Grens van het ingestorte deel

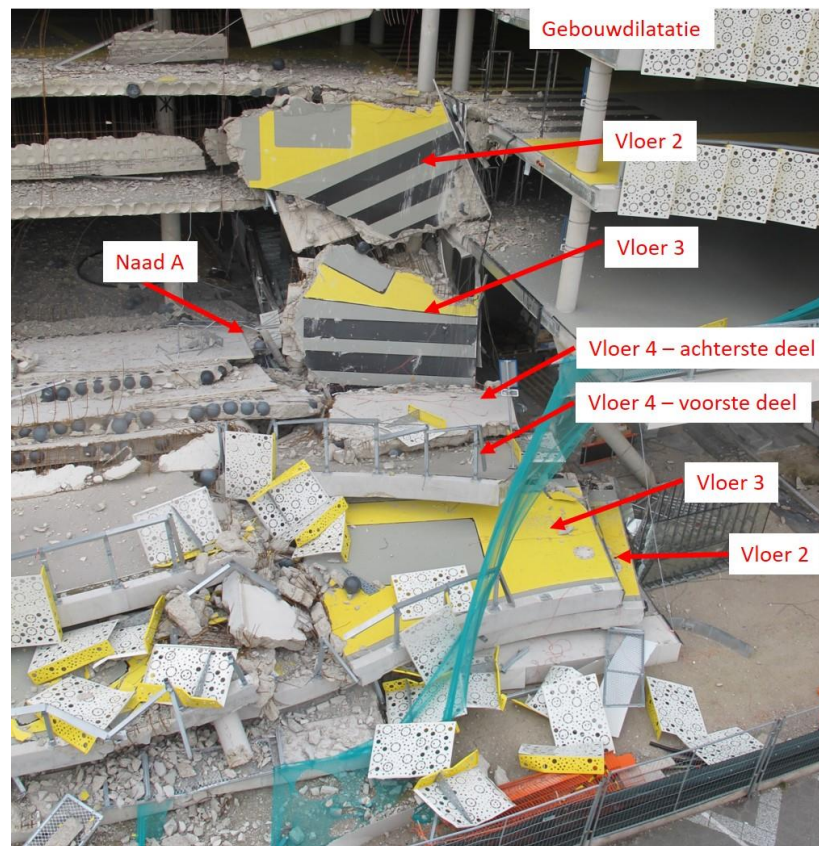
5.3 Van gebouwdilatatie tot naad A

Ter hoogte van naad A bevindt zich in vloer 4 een bezwijkvlak, dat van voor tot achter doorloopt, over de gehele breedte van het ingestorte deel (figuur 5.4 en foto A.8 - A.10).

In het deel van vloer 4 tussen de gebouwdilatatie en naad A bevindt zich een bezwijkvlak in lengterichting, naast naad 3, aan de zijde van naad 4 (foto A.8 en A.9). Dit bezwijkvlak loopt deels door de eerste bollenrij vanaf naad 3 en deels door de tweede bollenrij.

Het voorste deel van vloer 4 ligt op vloer 3, enigszins naar achteren ten opzichte van de oorspronkelijke positie, en enigszins gedraaid (foto A.8 en A.9). Vloer 3 ligt op vloer 2 en vloer 2 op vloer 1.

Het achterste deel van vloer 4 ligt ondersteboven op het voorste deel van vloer 4 (foto A.8 - A.10). Het achterste deel van vloer 3 staat nagenoeg verticaal tegen het niet-ingestorte deel van het gebouw. Het achterste deel van vloer 2 hangt aan het niet-ingestorte deel van het gebouw.



Figuur 5.4: Van gebouwdilatatie tot naad A

5.4 Van naad A tot naad E

Het voorste deel van vloer 4 ligt over de volledige lengte van naad A tot naad E op vloer 3, met daaronder de vloeren 2 en 1 (figuur 5.5 en foto A.10 - A.23). Het bezwijkvlak aan de achterzijde van dit deel bevindt zich, voor het deel van naad A tot naad D, nabij naad 4. Over het deel van naad D tot naad E verloopt dit bezwijkvlak van nabij naad 4 naar nabij naad 3 (foto A.20 – A.23).

Het betreffende deel vertoont één bezwijkvlak in breedterichting, ter plaatse van de stortnaad tussen stortfase B1 en stortfase B2 (foto A.18 en A.19). In het voorste deel bevinden zich geen andere bezwijkvlakken in breedterichting en er bevinden zich ook geen bezwijkpunten ter plaatse van de kolommen.

Het achterste deel van vloer 4 ligt over de volledige lengte van naad A tot naad E ondersteboven (foto A.10-A.23). Dit deel ligt deels op het voorste deel van vloer 4 en onder het achterste deel van vloer 3. Het achterste deel van vloer 3 ligt weer onder het achterste deel van vloer 2.

De begrenzing van het achterste deel van vloer 4, nabij naad 1, bevindt zich op de volgende locaties:

- In het ter plaatse gestorte beton tussen de naden 1 en 2, ter plaatse van de grens van het ingestorte deel van het gebouw.
- In naad 1 van de breedplaten. Doordat het achterste deel van vloer 4 ondersteboven ligt, bevindt deze naad zich aan de voorzijde.
- Het deel van de breedplaten tussen naad 1 en het bezwijkvlak in het ter plaatse gestorte beton ligt deels plat op het voorste deel van vloer 4 (tussen naad A en B (foto A.10 - A.12) en tussen naad D en E (foto A.20 - A.24)) en deels omgebogen naar omlaag (tussen naad B en D (foto A.13 - A.19)).

De begrenzing van de oorspronkelijke voorzijde van het achterste deel van vloer 4 bevindt zich op de volgende locaties:

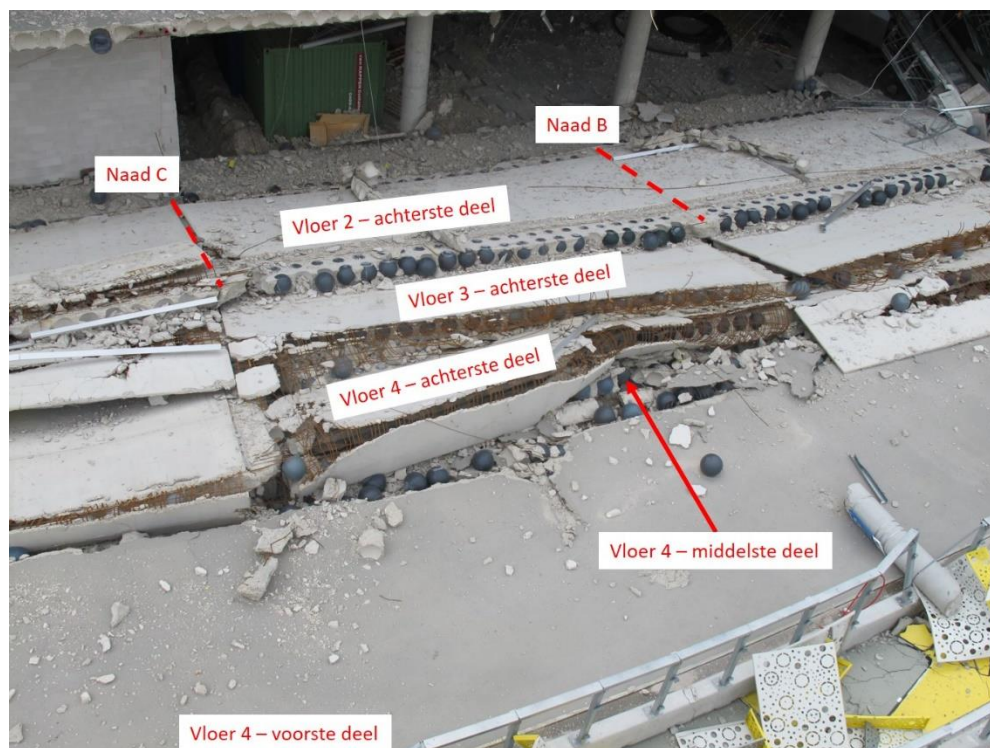
- Over het gedeelte tussen naad D en E nabij naad 3 (foto A.22). In dit deel ligt het achterste deel van vloer 3 schuin omhoog, waardoor de begrenzing zichtbaar is.
- Over het gedeelte tussen de naden A en D waarschijnlijk eveneens nabij naad 3. Deze delen liggen echter onder het achterste deel van vloer 2 en 3 en daardoor is de betreffende begrenzing niet zichtbaar.

Het achterste deel van vloer 4 vertoont bezwijkvlakken in breedterichting, ter plaatse van naad C (foto A.15 en A.16), naad D (foto A.19 en A.20) en naad E (foto A.23). Nabij naad B is in het ter plaatse gestorte beton mogelijk wel een scheur in breedterichting aanwezig, maar geen bezwijkvlak (foto A.13).

Ten aanzien van de positie van het middelste deel van vloer 4, het deel tussen het hiervoor beschreven voorste en achterste deel, geldt het volgende:

- Tussen de naden A en C is het middelste deel gepositioneerd achter het voorste deel, direct onder het achterste deel van vloer 4 (foto A.12 - A.14).
- Ter plaatse van naad C is door de vrijgekomen wapening de bovenzijde van het middelste deel van vloer 4 zichtbaar (foto A.17). Vermoedelijk bevindt de zichtbare begrenzing aan de achterzijde van het middelste deel zich nabij naad 3.
- Voor het deel tussen de naden C en E bevindt het middelste deel zich onder andere vloerdelen en is daardoor niet zichtbaar (foto A.18 - A.23).

Doordat het middelste deel over slechts een beperkt deel van de lengte zichtbaar is, kan voornamelijk niet worden vastgesteld of in dit deel bezwijkvlakken in breedterichting aanwezig zijn.



Figuur 5.5: Van naad A tot naad E

5.5 Van naad E tot het uiteinde aan de linker zijde

Het voorste deel van vloer 4 van naad E tot het uiteinde aan de linker zijde vormt één geheel met het voorste deel vanaf de stortnaad tot aan naad E en loopt door tot ongeveer halverwege de kolommen 22 en 23 (figuur 5.6 en foto A.23 - A.29). Dit deel ligt op vloer 3, met daaronder de vloeren 2 en 1.

Ter hoogte van naad E is dit deel gescheurd, maar de delen aan beide zijden van de scheur zijn nog wel met elkaar verbonden (foto A.23 en A.25).

De begrenzing aan de achterzijde bevindt zich over het deel van naad E tot naad F nabij naad 3 (foto A.24 en A.25). Vanaf naad F loopt de begrenzing aan de achterzijde schuin naar voren, tot ongeveer halverwege de kolommen 22 en 23 ter plaatse van de buitenrand (foto A.25 en A.28). In deze schuin weglopende begrenzing is het beton bezwaken maar zijn de delen aan beide zijden van de begrenzing nog wel, via de wapening, met elkaar verbonden (foto A.29).

In het voorste deel bevinden zich geen bezwijkvlakken in breedterichting en er bevinden zich ook geen bezwijkpunten ter plaatse van de kolommen.

Het achterste deel van vloer 4 tussen de naden E en F staat schuin omhoog, tegen vloer 3, die vervolgens weer tegen vloer 2 staat (foto A.24 - A.27). De begrenzing van de oorspronkelijke achterzijde van het achterste deel van vloer 4 bevindt zich op de volgende locaties:

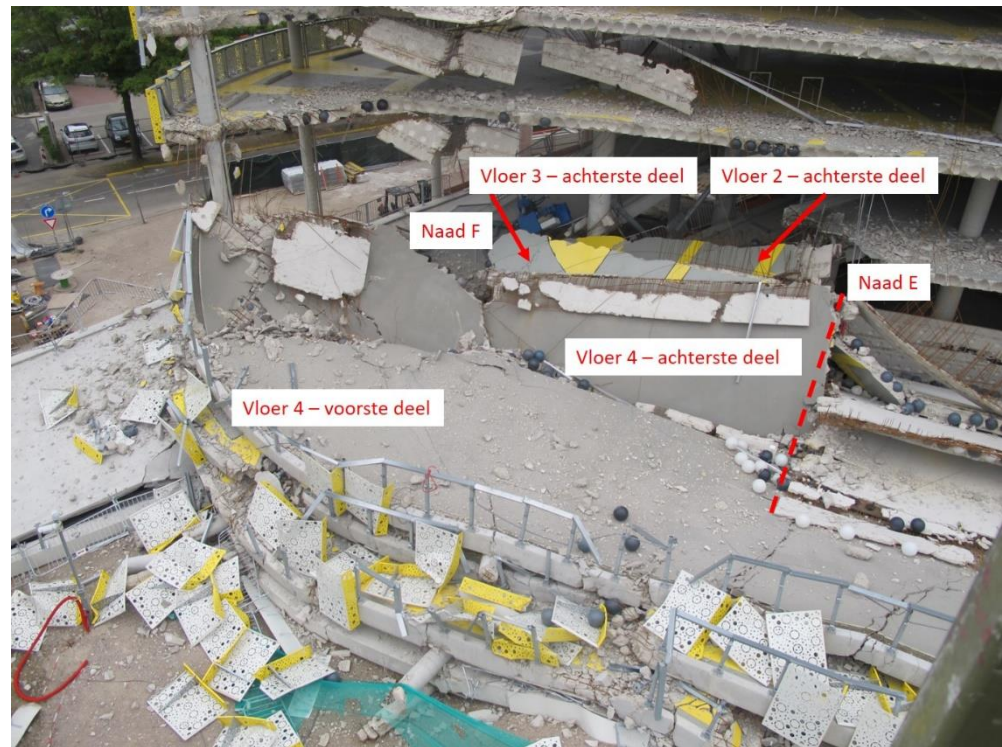
- In het ter plaatse gestorte beton tussen de naden 1 en 2, ter plaatse van de grens van het ingestorte deel van het gebouw.
- In naad 1 van de breedplaten.

De begrenzing van de oorspronkelijke voorzijde van het achterste deel van vloer 4 bevindt zich nabij naad 3 (foto A.24 en A.25).

Dit deel van de achterzijde van vloer 4 vertoont relatief veel diagonale scheuren, zoals gemarkeerd in foto A.27.

Het achterste deel van vloer 4 vanaf naad F tot aan het linker uiteinde staat schuin omhoog, tegen kolom 22 (foto A.28 en A.29). De begrenzing van de achterzijde van dit deel verloopt vanaf naad F, schuin naar voren, tot net voor kolom 22.

Ter hoogte van naad F is een deel uit het achterste deel van vloer 4 gebroken (foto A.26). Dit deel ligt ondersteboven ter hoogte van de aansluiting van het voorste deel van vloer 4 aan het achterste deel.



Figuur 5.6: Van naad E tot het uiteinde aan de linker zijde

5.6 Naad 3 van vloer 4 en 2

Om inzicht te verkrijgen in de wijze van bezwijken nabij naad 3 geeft deze paragraaf een beschrijving van het bezwijkvlak nabij naad 3, voor zover dat zichtbaar is in de vloeren 4 en 2.

In vloer 4 is het bezwijkvlak nabij naad 3 zichtbaar in het deel tussen naad D en E (foto A.22). Daar is echter alleen de onderrand van het bezwijkvlak zichtbaar. Die onderrand van het bezwijkvlak bevindt zich in naad 3 tussen de breedplaten. In vloer 4 is het bezwijkvlak nabij naad 3 ook zichtbaar in het deel tussen naad E en F (foto A.24 en A.30). Daar verloopt het bezwijkvlak, van onder naar boven, als volgt:

- Eerst verticaal in naad 3 tussen de breedplaten.
- Dan horizontaal naar voren (richting naad 4), via het aansluitvlak van het ter plaatse gestorte beton aan de breedplaat, tot in de eerste bollenrij na de tralieligger.
- Tot slot, aan het uiteinde van het horizontale deel, verticaal omhoog door het ter plaatse gestorte beton.

In vloer 2 is het bezwijkvlak nabij naad 3 zichtbaar over de gehele lengte van naad A tot aan naad E (foto A.31 – A.32). Het bezwijkvlak verloopt daar op eenzelfde wijze als het hierboven beschreven bezwijkvlak nabij naad 3 in vloer 4.

In aanvulling op het voorgaande is in dit bezwijkvlak het volgende waargenomen (foto A.31 - A.34):

- Tussen naad B en C bevindt zich tussen naad 3 en de eerste tralieligger aan de zijde van naad 4 een bollenrij. In de delen van naad A tot naad B en van naad C tot naad E bevinden zich in deze zone geen bollen.
- Bezwijken van de tralieligger heeft deels plaatsgevonden in de vorm van het bezwijken van de verticale delen van de tralieligger en deels in de vorm van het uit de breedplaat trekken van de tralieligger.
- De koppelstaven ter plaatse van naad 3 zijn over vrijwel de gehele lengte van het bezwijkvlak zichtbaar in het horizontale deel van bezwijkvlak. Deze koppelstaven liggen geconcentreerd in de zones tussen de bollen en de individuele staven liggen tegen elkaar of met een relatief geringe tussenruimte.
- Het verticale deel van het bezwijkvlak door het ter plaatse gestorte beton bevindt zich nabij het uiteinde van de koppelstaven.

6 Analyse van de oorzaak op basis van waarnemingen

6.1 Algemeen

Dit hoofdstuk geeft een analyse van de oorzaak van de instorting, gebaseerd op de waarnemingen zoals beschreven in de voorgaande hoofdstukken. Deze analyse is als volgt opgezet:

- De instorting moet, zoals toegelicht in hoofdstuk 4, zijn begonnen in een bezwijkvlak in vloer 4 of ter plaatse van een kolom onder vloer 4 (wegvallen van een ondersteuning). Daarom wordt eerst een samenvattend overzicht gegeven van de bezwijkvlakken in vloer 4 en van de kolommen eronder die zijn bezweken.
- Vervolgens wordt voor de individuele bezwijkvlakken en de kolommen nagegaan of de instorting aldaar kan zijn begonnen. Voor elk van deze mogelijke startpunten van de instorting wordt eerst nagegaan of dat startpunt geëlimineerd kan worden (falsificatie). Indien dit niet het geval is, wordt nagegaan of een instorting vanuit dat startpunt volledig gereconstrueerd kan worden (verificatie).
- Tot slot wordt het geïdentificeerde startpunt nader geanalyseerd, om vast te stellen welk bezwijkmechanisme heeft plaatsgevonden in dat startpunt. Op basis van dat bezwijkmechanisme wordt dan vastgesteld wat de vermoedelijke oorzaak is van de instorting, zoals vastgesteld op basis van waarnemingen.

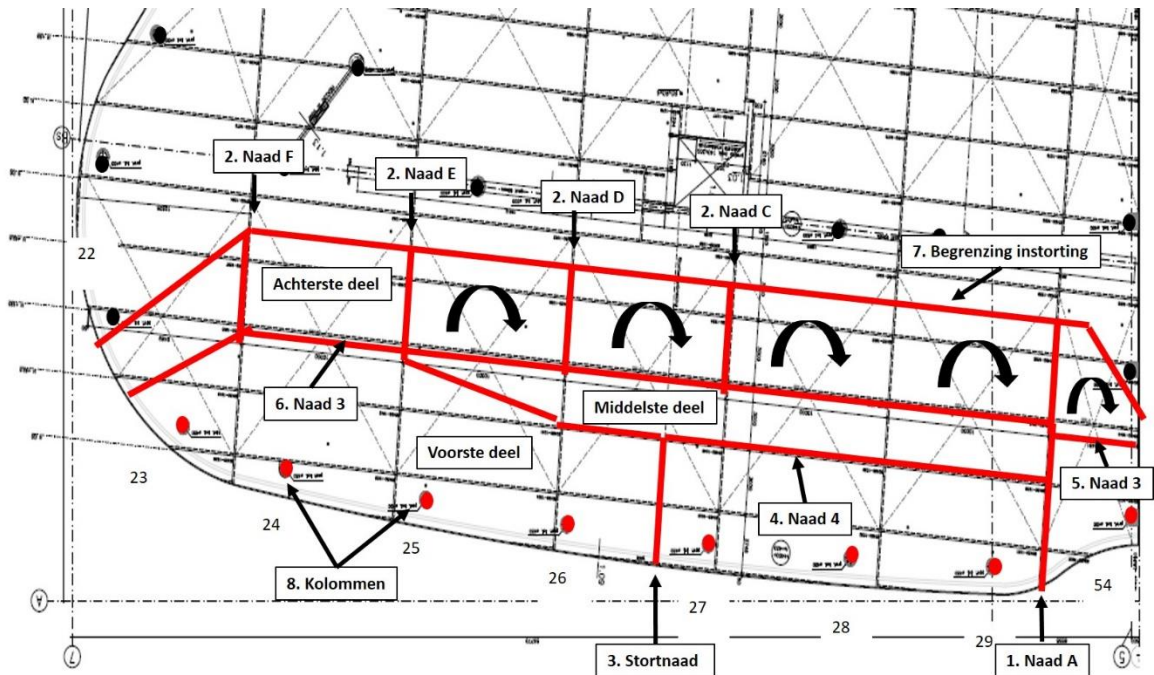
6.2 Bezwijkvlakken in vloer 4

Uit de visuele inspectie van het ingestorte deel van het gebouw, zoals weergegeven in het vorige hoofdstuk, volgt dat in vloer 4 de volgende bezwijkvlakken zijn geïdentificeerd (figuur 6.1):

1. In breedterichting nabij naad A, vanaf de buitenrand aan de voorzijde tot aan de begrenzing van de instorting aan de achterzijde.
2. In breedterichting nabij de naden C tot en met F, vanaf naad 3 tot aan de begrenzing van de instorting aan de achterzijde. Vooralsnog is niet bekend of de bezwijkvlakken nabij de naden C en D doorlopen in het middelste deel, in het deel van naad 3 tot naad 4.
3. In breedterichting in de stortnaad tussen de naden C en D, vanaf de buitenrand aan de voorzijde tot aan naad 4. Vooralsnog is niet bekend of dit bezwijkvlak verder doorloopt naar achteren.
4. In langsrichting nabij naad 4, vanaf naad A tot naad D en vandaar schuin weglopend naar het kruispunt van de naden 3 en E.
5. In langsrichting nabij naad 3, vanaf de dilatatie tot aan naad A.
6. In langsrichting nabij naad 3, vanaf naad A tot naad F en vandaar schuin weglopend naar de buitenrand, tussen de kolommen 22 en 23.
7. De begrenzing van de instorting aan de zijde van het niet-ingestorte deel van het gebouw.

In aanvulling op het voorgaande geldt dat het ingestorte deel van vloer 4 oorspronkelijk werd ondersteund door de kolommen 23 tot en met 29 en kolom 54 (figuur 6.1).

Het wegvallen van de ondersteuning door deze kolommen zou ook een startpunt geweest kunnen zijn voor de instorting van vloer 4 en daarom zijn deze kolommen in figuur 6.1 met rood gemarkeerd en ook in de volgende paragrafen geanalyseerd.



Figuur 6.1: Schematische weergave van de bezwijkvlakken in vloer 4 (rood) en de bezwijken kolommen (rood); de zwarte boogpijlen duiden op de vloerdelen die na de instorting ondersteboven lagen

6.3 Analyse mogelijke startpunten

6.3.1 Bezwijkvlak in breedterichting nabij naad A

Naad A van vloer 4 (nummer 1 in figuur 6.1) is niet zichtbaar op de CCTV opnamen, maar naad A van de vloeren 1 en 2 wel. Op de opnamen van vloer 1 en 2 is zichtbaar dat het bezwijkvlak nabij naad A ook daar is ontstaan, maar daar niet het startpunt is van de instorting. Om deze reden is het niet waarschijnlijk dat het bezwijkvlak nabij naad A bij vloer 4 wel het startpunt is geweest van de instorting.

Het bezwijkvlak nabij naad A ligt in het vloerveld tussen de kolommen 29 en 54. Indien het bezwijken start nabij naad A, bezwijkt dat vloerveld op enige afstand van de kolommen, hetgeen dan vrijwel zeker bezwijken is door buiging en niet door dwarskracht. In dat geval wordt het deel tussen kolom 29 en naad A een uitkragend vloerdeel, waardoor vrijwel zeker een scheur dan wel bezwijkvlak boven kolom 29 zal ontstaan, evenwijdig aan naad A. Echter, boven kolom 29 is geen scheurvorming waargenomen.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat het bezwijkvlak nabij naad A het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.

6.3.2 *Bezwijkvlak in breedterichting nabij de naden C tot en met F*

Indien één van de naden C tot en met F in het achterste deel (nummer 2 in figuur 6.1) het startpunt is van de instorting van vloer 4, is het waarschijnlijk dat het betreffende bezwijkvlak doorloopt in het voorste deel van de vloer, over de gehele breedte van het ingestorte deel. Een dergelijk ver doorlopend bezwijkvlak is nabij deze naden niet aangetroffen.

Indien één van de naden C tot en met F het startpunt is van de instorting van vloer 4, roteren de vloerdelen aan beide zijden van het betreffende bezwijkvlak omlaag, om een as in breedterichting van het ingestorte deel. Een dergelijke rotatie resulteert dan in een verplaatsing van die vloerdelen in lengterichting van het ingestorte deel van het gebouw. Na de instorting waren de betreffende vloerdelen van het achterste deel van vloer 4 nagenoeg niet verplaatst in lengterichting.

Verder geldt dat de ligging van de achterste delen, ondersteboven in één lijn, niet kan ontstaan als die delen individueel om een as in breedterichting zouden roteren.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat een bezwijkvlak nabij één van de naden C tot en met F het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.

6.3.3 *Bezwijkvlak in breedterichting in de stortnaad*

Het bezwijkvlak in de stortnaad (nummer 3 in figuur 6.1) ligt in het vloerveld tussen de kolommen 26 en 27. Indien het bezwijken start in deze stortnaad, zullen de vloerdelen aan beide zijden van de stortnaad omlaag draaien, om een as in breedterichting van het ingestorte deel.

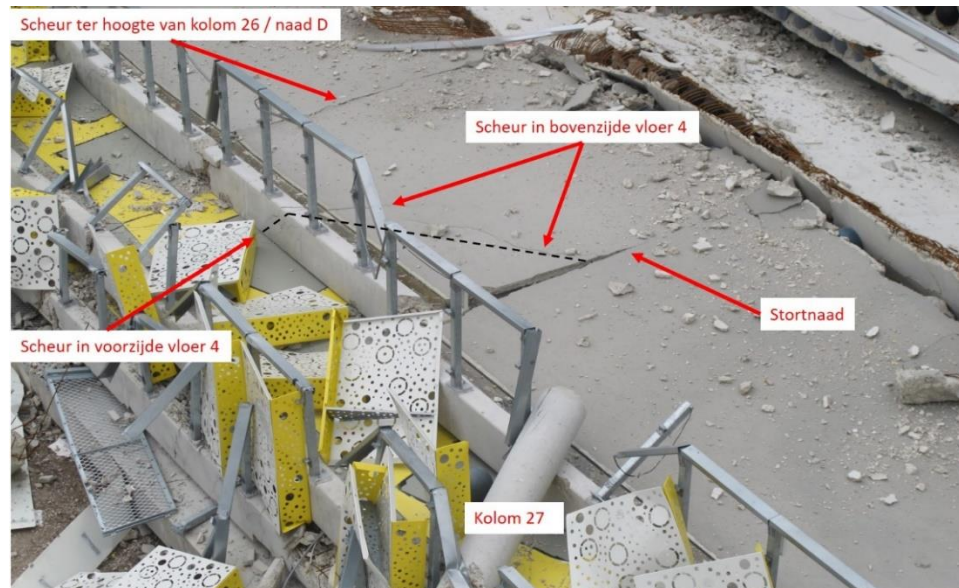
Aan de zijde van kolom 26 is sprake van een diagonale scheur in het voorste deel van vloer 4, in de hoek aan de voorzijde, zoals weergegeven in figuur 6.2. Het verloop van deze scheur kan alleen verklaard worden door een neerwaartse belasting op de hoek aan de voorzijde, nabij de stortnaad. Een dergelijke belasting kan op de volgende twee manieren ontstaan:

- Als de instorting start in de stortnaad, en het vloerdeel aan de zijde van kolom 27 eerder omlaag beweegt dan het vloerdeel aan de zijde van kolom 26.
- Als bij een start van de instorting in een langснаad achter de kolomrij de buitenrand van de vloer omhoog roteert, en het deel aan de zijde van kolom 26 eerder omhoog roteert dan het deel aan de zijde van kolom 27.

Voor het eerste mechanisme geldt dat het eerder omlaag komen van het deel aan de zijde van kolom 27 alleen mogelijk is als op enige afstand, rechts van de stortnaad, een 2^e bezwijkvlak ontstaat, waarlangs de vloer omlaag kan roteren. Echter, aan de zijde van kolom 27 vormt het voorste deel van vloer 4, in lengterichting, één geheel vanaf de stortnaad tot aan naad A. Dit betekent dat dit mechanisme niet kan zijn opgetreden.

Voor het tweede mechanisme geldt dat dit alleen mogelijk is bij een start van de instorting op een andere locatie dan in de stortnaad.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat het bezwijkvlak in de stortnaad, in het vloerveld tussen de kolommen 26 en 27, het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.



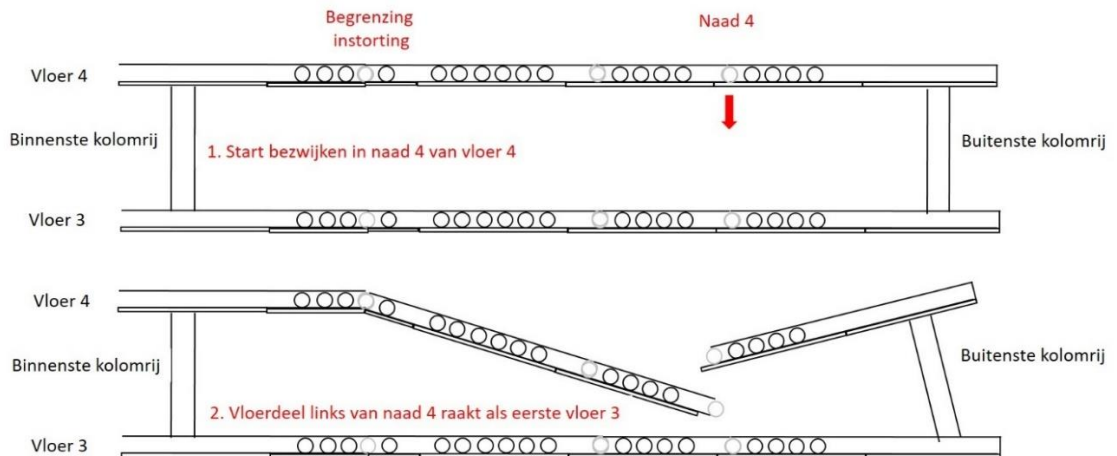
Figuur 6.2: Waargenomen scheurvorming nabij bezwijkvlak in stortnaad

6.3.4 Bezwijkvlak in langsrichting nabij naad 4

Als de instorting start nabij naad 4 (nummer 4 in figuur 6.1) zal het voorste deel van de vloer, tussen de buitenrand en naad 4, roteren om de as van de kolommen (figuur 6.3). Daardoor draait de buitenrand van de vloer omhoog en dat sluit aan bij hetgeen zichtbaar is op de CCTV opnamen “Nooddeur gate 11 en 12” (zie paragraaf 4.2.6).

Gelijktijdig met het roteren van het voorste deel van de vloer, zal ook het achterste deel van de vloer, het deel van naad 4 tot aan de grens van het ingestorte deel, omlaag roteren (figuur 6.3). Omdat het achterste deel dat omlaag draait langer is dan het voorste deel, zal het achterste deel als eerste vloer 3 raken. Door de impact op vloer 3 verliest het achterste deel dan een aanzienlijk deel van zijn bewegingsenergie, waardoor het niet mogelijk is om zo ver door te draaien dat het ondersteboven, onder de vloeren 2 en 3 terecht komt.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat het bezwijkvlak in langsrichting nabij naad 4 het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.



Figuur 6.3: Schematische weergave van het bezwijkmechanisme dat optreedt bij een start in naad 4 van vloer 4

6.3.5 *Bezwijkvlak in langsrichting nabij naad 3, vanaf de dilatatie tot aan naad A*

Het deel van vloer 4 tussen de dilatatie en naad A (nummer 5 in figuur 6.1) is niet zichtbaar op de CCTV opnamen, maar van de vloeren 1 en 2 is dat deel wel zichtbaar. Op de opnamen van vloer 1 en 2 is zichtbaar dat het bezwijken van dit deel van de vloer niet het startpunt is van de instorting van die vloeren. Om deze reden is het niet waarschijnlijk dat deze zone in vloer 4 wel het startpunt is geweest van de instorting.

Het bezwijkvlak nabij naad 3 ligt in het vloerveld tussen de kolommen 54 en 56. De afstand tussen die kolommen is aanzienlijk kleiner dan de afstand tussen de kolommen aan de linker zijde van naad A. Door deze aanzienlijk geringere overspanning is het zeer onwaarschijnlijk dat deze zone het startpunt is geweest van de instorting.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat het bezwijkvlak nabij naad 3, in de zone vanaf de dilatatie tot aan naad A, het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.

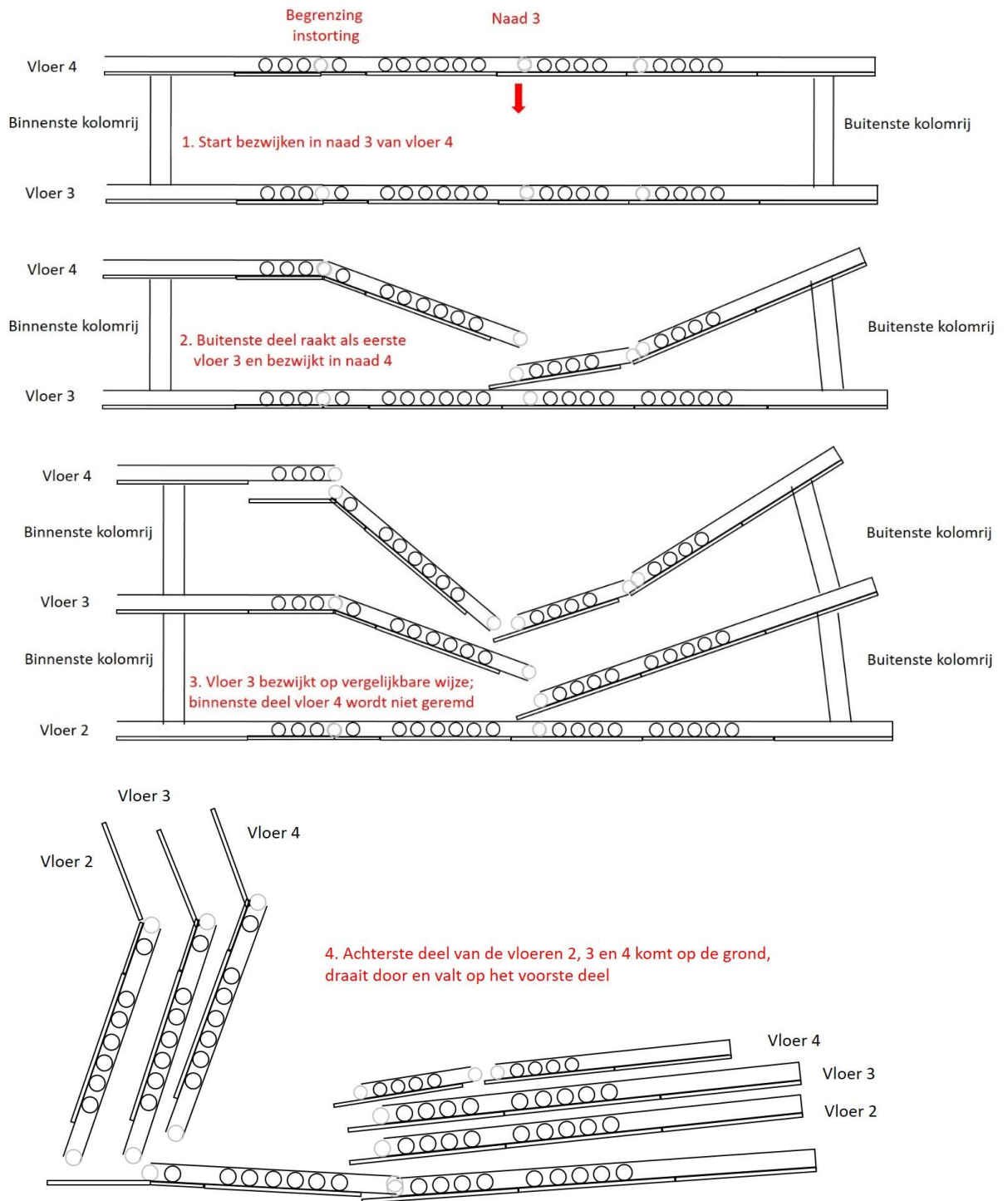
6.3.6 *Bezwijkvlak in langsrichting nabij naad 3, vanaf naad A tot aan uiteinde links*

Als de instorting start nabij naad 3 (nummer 6 in figuur 6.1) zal het voorste deel van de vloer, tussen de buitenrand en naad 3, roteren om de as van de kolommen (figuur 6.4). Daardoor draait de buitenrand van de vloer omhoog en dat sluit aan bij hetgeen zichtbaar is op de CCTV opnamen "Nooddeur gate 11 en 12" (zie paragraaf 4.2.6).

Gelijktijdig met het roteren van het voorste deel van de vloer, zal ook het achterste deel van de vloer, het deel van naad 3 tot aan de grens van het ingestorte deel, omlaag roteren (figuur 6.4). Omdat het achterste deel dat omlaag draait korter is dan het voorste deel, zal het voorste deel als eerste vloer 3 raken. Dit resulteert in het volgende mechanisme (figuur 6.4):

- Door de impact op vloer 3 breekt het voorste deel van vloer 4 in twee delen, met de breuk nabij naad 4. Daarmee kan het bezwijkvlak nabij naad 4 verklaard worden.

- Door de impact van vloer 4 bezwijkt vloer 3 op een vergelijkbare wijze als vloer 4. Dat betekent dat van vloer 3 het voorste deel zal roteren om de as van de kolommen. Daardoor draait de buitenrand van de vloer omhoog en dat sluit aan bij hetgeen zichtbaar is op de CCTV opname “Nooddeur gate 11 en 12” (zie paragraaf 4.2.6).
- Vloer 3 bezwijkt voordat het achterste deel van vloer 4 op vloer 3 terecht komt. Daardoor wordt het achterste deel van vloer 4 niet geremd en kan dit deel ongehinderd omlaag komen en doordraaien.
- Voor zowel vloer 3 als voor vloer 4 geldt dat de rotatie van het voorste deel resulteert in een horizontale belasting op de kolommen eronder, naar achteren gericht. Daarmee kan verklaard worden dat deze vloerdelen naar achteren vallen, zoals zichtbaar is op de CCTV opnamen “Nooddeur gate 11 en 12” (zie paragraaf 4.2.6).
- Nadat het voorste deel van vloer 4 en 3 al relatief ver is gerooteerd en naar achteren is verplaatst, bezwijken de kolommen. Daardoor vallen de voorste delen omlaag en komen ze op elkaar terecht.
- Het hiervoor beschreven mechanisme herhaalt zich bij de vloeren 2 en 1.
- De achterste delen van de vloeren 4, 3 en 2 kunnen zeer waarschijnlijk zo ver doordraaien dat ze uiteindelijk ondersteboven op de grond terecht komen. Doordat vloer 4 tijdens de rotatie voor vloer 3 blijft en vloer 3 voor vloer 2, zal vloer 4 onderop terecht komen en vloer 2 bovenop.
- Voor vloer 1 geldt dat het achterste deel niet kan doordraaien, omdat dit deel op de begane grond valt. Daardoor is vloer 1 geheel onder terecht gekomen.



Figuur 6.4: Schematische weergave van het bezwijkmechanisme dat optreedt bij een start in naad 3 van vloer 4

Het hierboven beschreven bezwijkmechanisme sluit aan bij hetgeen zichtbaar is op de CCTV beelden en bij de positie van de vloerdelen uit de zone tussen de naden A en E na de instorting. Echter, dit sluit niet aan bij de positie van het achterste deel van de vloeren in de zone van naad E tot het uiteinde aan de linker zijde.

Daar liggen de achterste delen niet ondersteboven, maar daar staan ze voor elkaar, met vloer 4 vooraan.

De positie van het achterste deel van de vloeren in deze zone kan verklaard worden doordat de kromming in de buitenrand daar heeft geresulteerd in een enigszins vertraagde rotatie van het voorste deel van de vloeren. Daardoor is het achterste deel van de vloeren eerder op de vloer eronder terecht gekomen dan het voorste deel en hebben die delen zoveel energie verloren, dat ze niet zijn doorgedraaid, maar voor elkaar terecht zijn gekomen.

Tot slot geldt dat het bezwijkvlak in de zone van naad F tot het uiteinde aan de linker zijde, vanaf naad 3, schuin naar voren verloopt. Dit kan verklaard worden doordat het bezwijkvlak het "midden" van de overspanning volgt en daardoor schuin wegloopt naar het midden tussen de kolommen 22 en 23.

Deze zone kan overigens niet het startpunt zijn geweest. Enerzijds omdat de overspanning tussen de kolommen 22 en 23 beduidend kleiner is dan de overspanning ter plaatse van de overige delen van naad 3 en omdat de buitenrand van de vloer zwaarder gewapend is dan het middengedeelte (trekband langs buitenzijde gevel). Anderzijds omdat een start van de instorting tussen de kolommen 22 en 23 resulteert in het omlaag draaien van de vloerdelen aan beide zijden van het bezwijkvlak, waardoor tevens een bezwijkvlak nabij de kolommen 22 en 23 zou moeten ontstaan. Nabij kolom 22 is wel een dergelijk bezwijkvlak opgetreden, maar nabij kolom 23 niet.

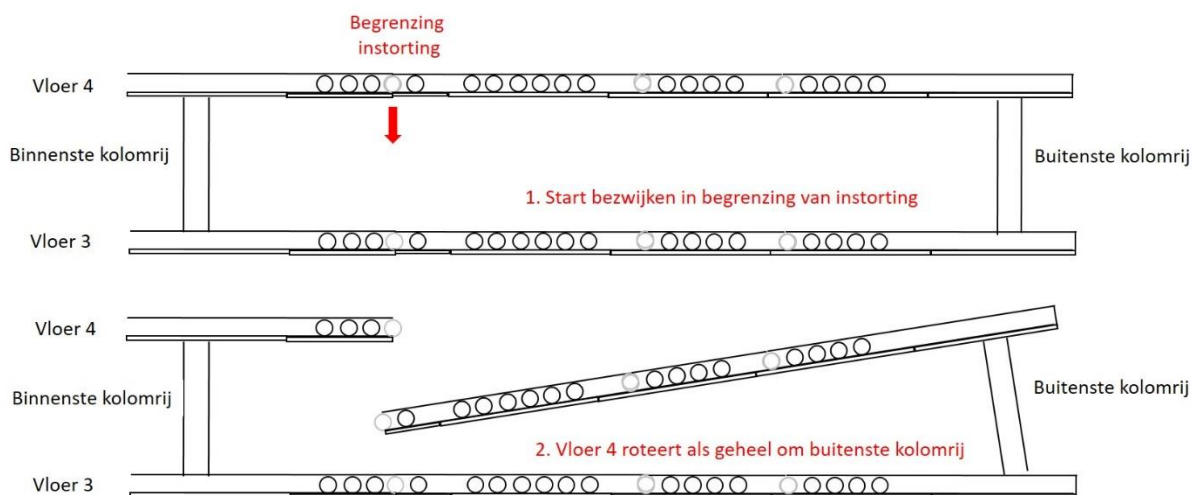
Uit het voorgaande volgt dat het bezwijkvlak in langsrichting nabij naad 3, in de zone tussen de naden A en F, het startpunt kan zijn van de instorting van vloer 4.

6.3.7 Begrenzing van de instorting

Als de instorting start ter plaatse van de begrenzing ervan aan de achterzijde, zal het gehele ingestorte deel van vloer 4, tussen de buitenrand en de begrenzing, roteren om de as van de kolommen (figuur 6.5). Daardoor draait de buitenrand van de vloer omhoog en dat sluit aan bij hetgeen zichtbaar is op de CCTV opnamen "Nooddeur gate 11 en 12" (zie paragraaf 4.2.6).

Indien het gehele vloerdeel omlaag draait, zal de achterzijde van dat deel als eerste vloer 3 raken. Dan is het zeer waarschijnlijk dat vloer 3 in dezelfde zone bezwijkt en eveneens, op vergelijkbare wijze, omlaag zal roteren. Vervolgens zal hetzelfde gebeuren met achtereenvolgens vloer 2 en vloer 1. Bij dit bezwijkmechanisme is het niet mogelijk dat het achterste deel van vloer 4 afbreekt en vervolgens doordraait en ondersteboven onder de vloeren 3 en 2 terecht komt.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat het bezwijkvlak ter plaatse van de begrenzing van de instorting het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.



Figuur 6.5: Schematische weergave van het bezwijkmechanisme dat optreedt bij een start in de begrenzing van de instorting in vloer 4

6.3.8 *Bezwijken van de kolommen*

Ten aanzien van de bezweken kolommen 23 tot en met 29 en 54 onder vloer 4 geldt dat bij geen van deze kolommen het bezwijkmechanisme pons is waargenomen.

Verder geldt dat bij alle delen van het gebouw die zichtbaar zijn op de CCTV opnamen eerst de vloeren roteren en pas in tweede instantie bezwijken van de kolommen optreedt.

Tot slot geldt dat indien een kolom als eerste bezwijkt, er een bezwijkvlak in de vloer ontstaat, ter hoogte van die kolom, loodrecht op de lengterichting van het gebouw. Dergelijke bezwijkvlakken zijn niet waargenomen.

Uit het voorgaande volgt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat het bezwijken van een kolom onder vloer 4 het startpunt is geweest van de instorting van vloer 4.

6.3.9 *Samenvattend overzicht*

Uit de voorgaande analyses van de bezwijkvlakken in vloer 4 en van de kolommen onder vloer 4 blijkt dat slechts één bezwijkvlak is geïdentificeerd als een mogelijk startpunt van het bezwijken van vloer 4 en dus als startpunt van de instorting. Dit betreft het bezwijkvlak in langsrichting nabij naad 3, in de zone tussen naad A en naad F.

Voor de overige bezwijkvlakken en voor de kolommen geldt dat het zeer onwaarschijnlijk is dat die het startpunt zijn geweest voor het bezwijken van vloer 4.

6.4 **Nadere specificering van het startpunt**

Op basis van de waarnemingen aan het ingestorte deel van het gebouw is nagegaan of het mogelijk is om nader te specificeren in welke zone van naad 3 van vloer 4 de instorting is begonnen. Daarbij is gebruik gemaakt van de positie van de delen van het achterste deel van vloer 4, ter plaatse van de naden in breedterichting, de naden B tot en met E.

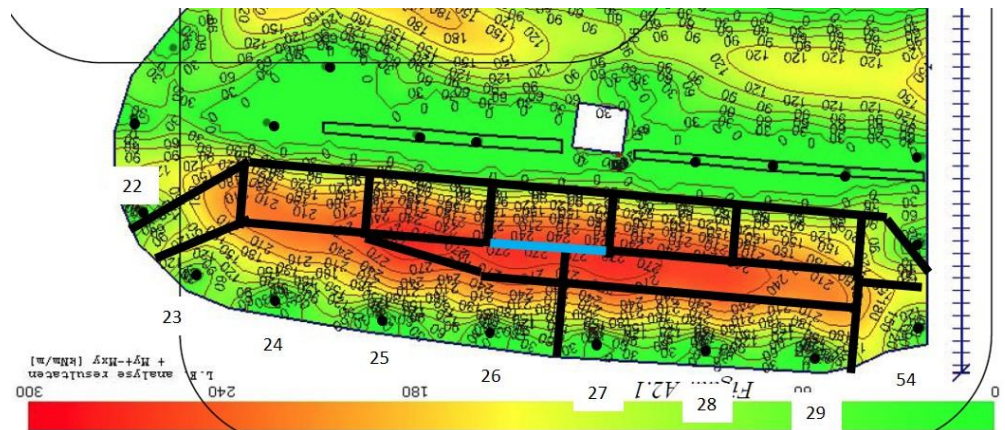
Zoals is weergegeven bij de analyses in de vorige paragraaf is het zeer waarschijnlijk dat de instorting is begonnen in naad 3, in de zone tussen de naden A en F, en niet aan het rechter uiteinde van naad 3 (nabij de dilatatie) of aan het linker uiteinde van naad 3 (nabij het uiteinde van het gebouw). Dat betekent dat bij de start van het bezwijken ergens langs naad 3, de vloerdelen aan de linker en de rechter zijde van dat startpunt waarschijnlijk niet alleen omlaag verplaatsen. Waarschijnlijk zullen ze ook enigszins uit elkaar verplaatsen, omdat ze in eerste instantie, aan de beide uiteinden van naad 3, worden vastgehouden. Uit de visuele beoordeling van de naden B tot en met E blijkt in dit kader het volgende:

- Nabij naad B is mogelijk wel een scheur aanwezig, maar geen bezwijkvlak (foto A.13). Tussen de vloerdelen aan beide zijden van naad B is geen ruimte aanwezig.
- Nabij de naden C en D is een bezwijkvlak aanwezig en liggen de vloerdelen aan beide zijden van de naden enigszins uit elkaar (foto A.15 en A.16).
- Nabij naad E ligt het vloerdeel aan de rechter zijde van de naad tegen het vloerdeel aan de linker zijde van de naad (foto A.23).

Uit het voorgaande wordt geconcludeerd dat de instorting waarschijnlijk is ontstaan in de zone van naad C tot en met naad D. Deze zone is de zone in vloer 4 waar in het oorspronkelijk constructief ontwerp van de vloer de hoogste veldmomenten zijn berekend (figuur 6.6 en 6.7).



Figuur 6.6: Berekende veldmomenten in gehele vloer 4 [14] (rood geeft hoogste momenten weer)



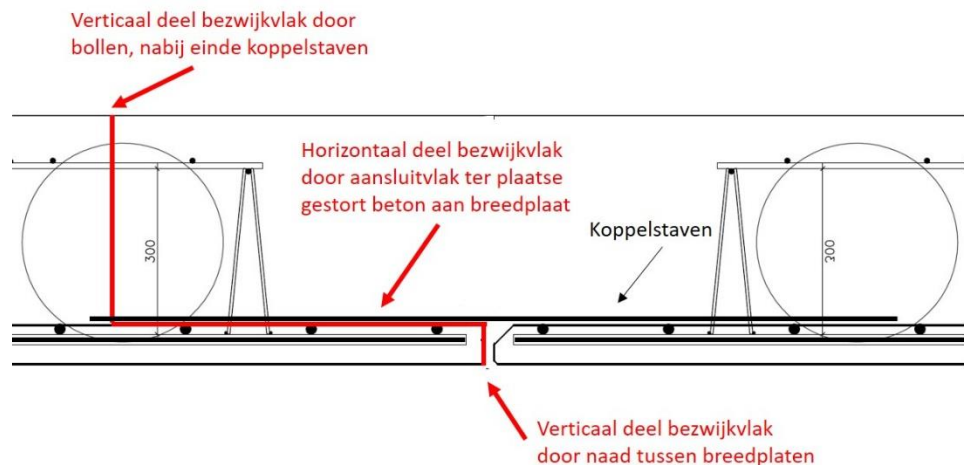
Figuur 6.7: Berekende veldmomenten in het ingestorte deel van vloer 4 [14] (rood geeft hoogste momenten weer), met daarin schematisch aangegeven de bezwijkvlakken (met in blauw de zone waar de instorting waarschijnlijk is begonnen)

6.5 Analyse van de oorzaak van de instorting

Uit de voorgaande analyses is naar voren gekomen dat de instorting is gestart in vloer 4, zeer waarschijnlijk nabij naad 3, tussen de naden A en F. Over de wijze waarop deze naad is bezweken is tijdens de visuele inspectie de volgende informatie beschikbaar gekomen:

- Over het gedeelte van naad A tot aan naad D lag naad 3 van vloer 4 volledig onder de vloeren 2 en 3, waardoor over dit deel geen informatie is verkregen.
- Van naad D tot aan naad E was alleen de onderrand van de breedplaat ter plaatse van naad 3 zichtbaar (foto A.22).
- Van naad E tot naad F was het bezwijkvlak over een groot deel van de lengte zichtbaar (foto A.24 en A.30). Dat bezwijkvlak verliep, van onder naar boven, als volgt (figuur 6.8):
 - Eerst verticaal in naad 3 tussen de breedplaten.
 - Dan horizontaal naar voren (richting naad 4), via het aansluitvlak van het ter plaatse gestorte beton aan de breedplaat, tot in de eerste bollenrij na de tralieligger.
 - Tot slot, aan het uiteinde van het horizontale deel, verticaal omhoog door het ter plaatse gestorte beton.

Uit de visuele inspectie van naad 3 van vloer 2, het deel van naad A tot naad E (zie paragraaf 5.6), blijkt dat het bezwijkvlak nabij die naad op eenzelfde wijze verloopt als in het deel van naad 3 van vloer 4 tussen de naden E en F.



Figuur 6.8: Schematische weergave van het bezwijkvlak van vloer 4 nabij naad 3, tussen de naden E en F

Op basis van het verloop van het bezwijkvlak in de delen van vloer 2 en 4, zoals hiervoor beschreven, wordt het aannemelijk geacht dat in het deel van vloer 4 tussen de naden A en E sprake is van eenzelfde bezwijkvlak.

Noot:

Het wordt zinvol geacht om in een later stadium, als een inspectie van nabij wel mogelijk is, het voorgaande te verifiëren.

Het startpunt van de instorting bevindt zich in de zone van de vloer waar in het constructief ontwerp de hoogste veldmomenten (positief buigende momenten) zijn berekend. Als gevolg van deze buigende momenten is er in die zone sprake van een trekkracht onderin de vloer en een drukkracht bovenin de vloer (zie voor verdere uitleg paragraaf 7.1). Het verloop van het bezwijkvlak in het startpunt van de instorting, zoals weergegeven in figuur 6.8, duidt waarschijnlijk op een bezwijkmechanisme waarbij de constructie niet in staat is om de trekkracht in de wapening van de ene breedplaat over te brengen naar de andere breedplaat. Dit aspect wordt nader constructief geanalyseerd in het volgende hoofdstuk.

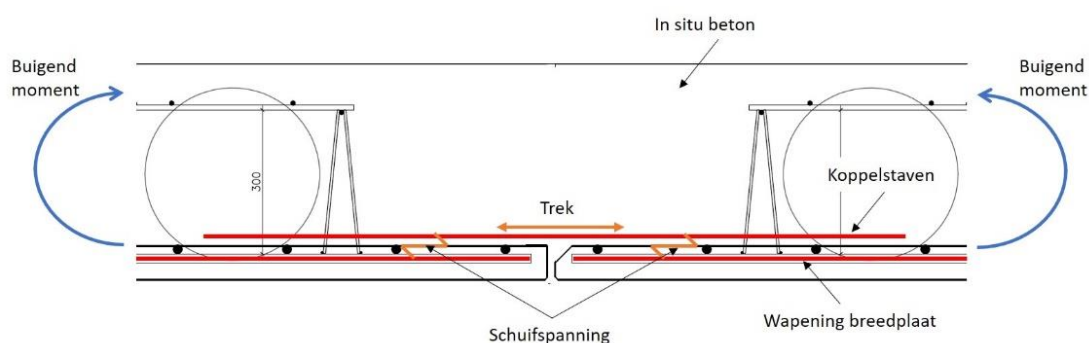
7 Constructieve analyse van de oorzaak

7.1 Inleiding

7.1.1 Door TNO uitgevoerde constructieve analyses

In het voorgaande hoofdstuk is geconcludeerd dat het bezwijken van de constructie is gestart in vloer 4, zeer waarschijnlijk nabij naad 3. Het verloop van het bezwijkvlak nabij naad 3 duidt waarschijnlijk op een bezwijkmechanisme waarbij de constructie niet in staat is om de trekkracht in de wapening van de ene breedplaat over te brengen naar de andere breedplaat. Dit aspect wordt in dit hoofdstuk constructief geanalyseerd.

Ter plaatse van naad 3 in vloer 4 is sprake van een positief buigend moment in de vloer (figuur 7.1), dat wil zeggen een neerwaartse buiging. Als gevolg van dit positief buigend moment is er in het onderste deel van de vloer sprake van trekspanningen en in het bovenste deel drukspanningen. Om die trekspanningen te kunnen opnemen is in de breedplaten wapening (betonstaal) aangebracht. Die trekspanningen moeten ter plaatse van de naad tussen de breedplaten overgebracht worden van de ene breedplaat naar de andere en daarvoor is een koppeling nodig. Deze koppeling is in het onderhavige geval uitgevoerd door het plaatsen van wapeningstaven op de breedplaat ter plaatse van de voeg, verder koppelstaven genoemd. Het principe van deze doorsnede is in onderstaande figuur 7.1 weergegeven.



Figuur 7.1: Schematische weergave van de naad tussen twee breedplaten, inclusief de aanwezige koppelstaven

De sterkte van de koppeling ter plaatse van deze voegen wordt bepaald door:

- De verankeringscapaciteit van de koppelstaven / overdrachtslengte naar de wapening in de breedplaat;
- Afschuifsterkte van het aansluitvlak tussen breedplaat en ter plaatse gestort beton;
- De capaciteit/treksterkte van de koppelstaven / wapening in de breedplaat.

De punten a) en b) worden in dit hoofdstuk in detail geanalyseerd.

Allereerst wordt in paragraaf 7.2 gekeken naar de benodigde lengte van de koppelstaven en vervolgens wordt in paragraaf 7.3 het aansluitvlak van het ter plaatse gestorte beton naar de breedplaat beoordeeld.

In beide paragrafen worden de volgende situaties beoordeeld:

- De ontwerpeisen in relatie tot hetgeen in het werk is gerealiseerd.
- De daadwerkelijk optredende situatie ten tijde van de instorting.
- De daadwerkelijk optredende situatie ten tijde van het schrikken van de vloeren, om na te gaan wat het eventuele effect van schrikken is geweest.

Een quickscan van de beschikbare ontwerpberekeningen van de bollenplaatvloer [14] heeft geen aanleiding gegeven voor twijfel aan de capaciteit/treksterkte van de koppelstaven en van de wapening in de breedplaten. In de onderhavige rapportage is punt c) daarom niet nader beschouwd.

7.1.2 Normering

De ontwerpberekening van de bollenplaatvloer [14] is uitgevoerd op basis van de betonnorm NEN-EN 1992-1-1 gecombineerd met CUR Aanbeveling 86. In die ontwerpberekening zijn van de in de vorige paragraaf benoemde aspecten van de sterkte van de koppeling van de breedplaten ter plaatse van de voegen alleen a) en c) betrokken. Aspect b), de afschuifsterkte van het aansluitvlak, vormt geen onderdeel van die ontwerpberekening.

Ten aanzien van de toegepaste normering geldt het volgende. CUR-Aanbeveling 86 bevat aanvullende bepalingen en eisen op NEN 6720 (VBC 1995). NEN 6720 is de voorloper van NEN-EN 1992-1-1 en was ten tijde van het opstellen van CUR Aanbeveling 86 van kracht. Na het van kracht worden van NEN-EN 1992-1-1 is CUR Aanbeveling 86 echter niet aangepast om aan te sluiten bij NEN-EN 1992-1-1. In de ontwerpberekening van de bollenplaatvloer [14] is door de constructeur, voor de daar beschouwde aspecten gekeken hoe, uitgaande van een vergelijkbare aanpak als bij NEN6720, de toetsing volgens NEN-EN 1992-1-1 verandert voor bollenplaatvloeren.

Voor de beoordeling van het gerealiseerde ontwerp is in het onderhavige onderzoek ook uitgegaan van NEN-EN 1992-1-1, gecombineerd met CUR Aanbeveling 86. Daarbij is bepaald hoe de in CUR Aanbeveling 86 gegeven regels volgens TNO toegepast moeten worden in combinatie met NEN-EN 1992-1-1.

7.2 Lengte koppelstaven

7.2.1 Beoordeling ontwerp

Het ontwerp is beoordeeld volgens NEN-EN 1992-1-1 in combinatie met CUR-Aanbeveling 86.

In de ontwerpberekening van de bollenplaatvloer [14] is een tabel gegeven met de aangehouden lengte van de koppelstaven. Een nadere uitwerking van hoe tot de daar gegeven lengten is gekomen, is niet gegeven.

Tabel 7.1: Lengte koppelstaven volgens ontwerpberekening bollenplaatvloer [14]

Lengte Koppelstaven	
Diameter	Lengte
Ø 6	850
Ø 8	1000
Ø 10	1150
Ø 12	1250
Ø 16	1550
Ø 20	1950
Ø 25	2500
Ø 32	4100

In het onderhavige onderzoek is eerst de benodigde lengte van de koppelstaven volgens NEN-EN 1992-1-1 bepaald. Deze berekeningen zijn weergegeven in bijlage B. In deze berekeningen is uitgegaan van het volgende:

- Goede aanhechtingsomstandigheden ($\eta_1 = 1,0$ in vergelijking 8.2 van NEN-EN 1992-1-1)
- 100% overlapping van de staven ($\alpha_6 = 1,5$ volgens 8.7.3 van NEN-EN 1992-1-1)

Noot:

Voor η_1 zal verderop worden ingegaan op het effect van directe plaatsing van de koppelstaven op de breedplaat.

Er is niet gekeken naar de voorwaarden voor het mogen toepassen van 100% overlappende staven in een snede.

Onderstaande tabel 7.2 geeft de waarden in mm voor de dubbele overlappingslengte zoals die in de ontwerpberekening [14] is gegeven. Uitgaande van de in bijlage B berekende overlappingslengte zou de minimale staaflengte gelijk moeten zijn aan:

$$2 * 48,4 * \varnothing + 2 * 35 = 97 \varnothing + 70 \text{ [mm]}$$

Hierbij is 35mm de toegepaste minimale dekking op de wapening aan de kopskant van de breedplaat (zie figuur 7.1). Op de tekeningen lijkt ook nog een minimale afstand tussen twee breedplaten van 75 mm aangegeven te zijn maar foto's van de bouw maken duidelijk dat deze niet toegepast lijkt te zijn. Deze is zodoende niet meegenomen voor de benodigde lengte van de koppelstaven.

In Tabel 7.2 is in de 3^e kolom aangegeven welke staaflengte volgens TNO minimaal vereist is uitgaande van goede aanhechtcondities en geen andere invloedsfactoren. Mogelijke invloedsfactoren waardoor de benodigde lengte wijzigt worden hierna besproken.

Tabel 7.2: Lengte koppelstaven volgens ontwerpberekening [14] en berekening TNO, uitgaande van 100% overlappende staven, plaatsing in één laag en goede aanhechtcondities

Ontwerpberekening [14]		Berekening TNO
Diameter	Lengte [mm]	Lengte [mm]
6	850	651
8	1000	844
10	1150	1038
12	1250	1232
16	1550	1619
20	1950	2006
25	2500	2490
32	4100	3167

Bovenstaande tabel 7.2 laat zien dat de benodigde lengte van de koppelstaven, zoals gegeven in de ontwerpberekening [14], consequent afgerond lijkt te zijn op veelvoud van 50mm. Verder is te zien dat de lengte van de koppelstaven $\varnothing 12$ tot en met $\varnothing 25$, zoals gegeven in [14], redelijk overeenkomt met de door TNO bepaalde waarde. Voor grotere en kleinere diameters geeft [14] een hogere waarde; de reden hiervoor is niet bekend. Daar er in naad 3 met name $\varnothing 16$ is toegepast, is dit niet nader onderzocht.

De in tabel 7.2 door TNO berekende benodigde lengte van de koppelstaven houdt geen rekening met enkele afwijkende factoren in de daadwerkelijk gerealiseerde situatie, waardoor de benodigde lengte langer zou moeten zijn. In het onderhavige geval zijn er meerdere redenen waarom de benodigde staallengte langer moet zijn. Deze redenen zijn onder andere:

– Directe plaatsing koppelstaven op de breedplaat

De koppelstaven worden direct op een breedplaat geplaatst. De dan gecreëerde aanhechteigenschappen rondom de staaf wijken af van de uitgangspunten van het in NEN-EN 1992-1-1 gehanteerde uitgangspunt voor $\eta_1=1$, namelijk “goede aanhechteigenschappen”. Het effect van de directe plaatsing op de breedplaat is niet in NEN-EN 1992-1-1 gegeven, maar kan inzichtelijk gemaakt worden door het inschatten van een alternatieve waarde voor η_1 bij de bepaling van f_{bd} . Voor “alle andere gevallen” wordt $\eta_1 = 0,7$ aangegeven. Daar er, als gevolg van de directe plaatsing op de breedplaat, geen sprake is van goede aanhechteigenschappen, zal voor de onderhavige situatie uitgegaan moeten worden van de situatie “alle andere gevallen”. Dit betekent concreet dat de benodigde verankeringslengte met een factor 1,4 verhoogd dient te worden.

– Voorwaarden voor 100% overlapping

In art. 8.7.2 (4) van NEN-EN 1992-1-1 wordt aangegeven dat 100% overlapping alleen toegestaan is wanneer de overlappende staven zich in één en dezelfde laag bevinden. Indien de staven zich in verschillende lagen bevinden behoort het percentage te zijn verminderd tot 50%. Dit is niet meegenomen in de ontwerpberekening van de bollenplaatvloer [14]. Hoe hiermee omgegaan dient te worden in de bepaling van de benodigde verankeringslengte is op basis van NEN-EN 1992-1-1 niet aan te geven.

- Dit effect is vooralsnog niet meegenomen als toeslag op de benodigde verankeringslengte.

Noot:

Proeven naar het effect van overlappen worden in de regel uitgevoerd op proefstukken met 100% overlap, de onderbouwing van factor α_6 in NEN-EN 1992-1-1 is niet bekend en staat ook ter discussie, zie ook [57]. De invloed van het percentage overlapping op de benodigde verankeringslengte ten tijde van de instorting wordt verderop wel meegenomen.

- Bundeling van koppelstaven

De koppelstaven kunnen alleen geplaatst worden in het gebied tussen de bollen. Tevens wordt de plaatsing beïnvloed door de aanwezige pootjes van de tralieliggers.



Figuur 7.2: Voorbeeld mogelijkheden voor plaatsing koppelstaven en daarbij optredende mogelijke gebundelde plaatsing (foto gemaakt op 7 oktober 2016 in het onderhavige gebouw)

Uitgaande van een maximale boldiameter in het beton van 199 mm (zie 7.3 voor bepaling hiervan), en een hart op hart plaatsing van de bollen van 400mm, is er effectief $400-199 = 201$ mm over om maximaal 4 staven $\varnothing 16$ te plaatsen. Bij volledige vrijheid over deze breedte is de ruimte tussen de staven gelijk aan $(201-4*16)/3 = 46$ mm. In werkelijkheid is de ruimte nog wat kleiner daar de staven en de bol elkaar niet op de breedplaat maar iets hoger raken, waar de ruimte tussen de bollen kleiner is. Zoals in figuur 7.2 te zien kan door de locatie van de tralieliggers niet altijd een gelijke verdeling van de staven plaatsvinden. In dergelijke gevallen zal de onderlinge afstand van de staven zodoende niet voldoen aan de eisen uit art. 8.2 (2) van NEN-EN 1992-1-1. Er is dus, al naar gelang het aantal staven en de plaats van de tralies, wel of geen sprake van gebundelde staven. Daar alle koppelstaven dezelfde lengte hebben dient voor de bepaling van de benodigde verankeringslengte bij bundeling uitgegaan te worden van de gelijkwaardige bundeldiameter \varnothing_n .

Hiervoor is in art.8.9.1 (2) van NEN-EN 1992-1-1 een toeslag van $\sqrt{n_b}$ gegeven, waarin n_b het aantal gebundelde staven betreft. Om het effect van bundeling na te gaan is gekeken naar de situatie dat 2 staven dicht naast elkaar liggen en de situatie dat tussen 2 bollen alle 4 de aangebrachte staven gebundeld tegen elkaar liggen. De toeslag is dan minimaal 1,4 (toeslag voor 2 gebundelde staven $\sqrt{2}=1,4$) en maximaal 2 (toeslag voor 4 gebundelde staven $\sqrt{4}=2$).

- Bollen beïnvloeden de verankering van dichtbij gelegen staven
Bij wapeningsstaven welke direct naast de bollen in de vloer geplaatst worden is er lokaal sprake van een mogelijke vermindering van de aanhechting. Dit leidt tot een verhoging van de benodigde verankeringslengte. CUR Aanbeveling 86 schrijft een toeslag voor van 10% per bol die een staaf raakt. Al naar gelang de locatie en de diameter van de koppelstaven betreft dat in dit geval 1 of 2 bollen. Dat wil zeggen een toeslag van minimaal 1,1 en maximaal 1,2. In de constructie liggen niet alle staven tegen een bol, maximaal 2 van de 4. Als we de invloed op de aanwezige capaciteit willen bepalen kan dit in rekening worden gebracht door voor alle staven te rekenen met een factor 1,05 à 1,1.
- Lagere aanwezige betondruksterkte ten tijde van schrikken van de vloer
De vloerdelen zijn in de bouwfase bij een betondruksterkte van om en nabij 18 N/mm² (kubusdruksterkte) reeds belast door het zogenaamde schrikken van de vloer. De aanwezige belasting ten tijde van het schrikken is lager (o.a. veranderlijke belasting nog niet aanwezig), maar de uiterst opneembare aanhechtspanning is ook lager door de aanwezigheid van een lagere betonsterkte. Met de dan aanwezige belasting en de lagere betonsterkte kan een grotere overlapslengte benodigd zijn. Dit aspect is nader beschouwd in paragraaf 7.2.3.
- Koppelstaven en wapening in de breedplaat niet in dezelfde laag
De vrije ruimte tussen de koppelstaven en de wapening in de breedplaat is in verticale zin gelijk aan 19 à 30 mm (afhankelijk van de staafdiameter in de breedplaat), hetgeen volgens 8.7.2 (3) van NEN-EN 1992-1-1 toegestaan is zonder toeslag op de verankeringslengte.
- Koppelstaven en wapening in de breedplaat in andere stramien geplaatst
Bovenop de onderlinge afstand in verticale zin moet echter ook rekening worden gehouden met het verschil in plaatsing van de wapening in horizontale zin. De koppelstaven zijn geconcentreerd tussen de bollen aangebracht, de locatie van de wapening in de breedplaat is ook afhankelijk van de bollen in de breedplaat maar wijkt af van die van de koppelstaven. De maximale afstand tussen de te koppelen wapening in horizontale zin is door de bollen ook beperkt en zal naar verwachting in de regel ook voldoen aan de maximaal toegestane tussenafstand van $4 \cdot \varnothing$ of 50mm. Hiervoor wordt dus geen toeslag aangehouden.
- Breedplaten bij naad 3 onderling onder een hoek aangebracht
Door de plaatsing van de breedplaten onder een toeg is er ter plaatse van naad 3 een knik aanwezig, waardoor de koppelstaaf een iets grotere afstand kan hebben ten opzichte van de breedplaat. Dit is dan met name aan het einde van de koppelstaaf aan één (koppelstaaf ligt aan op één breedplaat) of twee zijden (koppelstaaf min of meer waterpas).

De maximale afstand zal hierdoor voor een staaf $\varnothing 16$ ongeveer 30mm aan het einde zijn. De toeslag op de verankeringslengte is ook hier dan nog verwaarloosbaar en wordt zodoende niet nader beschouwd.

Naast factoren waardoor de verankeringslengte langer wordt is er ook een factor die een reductie van de benodigde verankeringslengte mogelijk maakt.

– Betondekking

De betondekking op de koppelstaven bedraagt minimaal 70 mm (de dikte van de breedplaat). Hierdoor zou bij toepassing van de reductiefactoren uit tabel 8.2 van NEN-EN 1992-1-1 voor α_2 een waarde van 0,7 aangenomen kunnen worden. Deze waarde van α_2 is echter bepaald voor wapeningsstaven die aan alle zijden goed door beton zijn omhuld. Alhoewel het eventuele effect van de direct plaatsing op de breedplaat al in rekening is gebracht door $\eta_1=0,7$ wordt hier toepassen van $\alpha_2=0,7$ als te gunstig beschouwd. Om een mogelijk bijdrage van de dekking toch in enige mate mee te nemen wordt hiervoor $\alpha_2=0,85$ aangehouden.

Samenvattend overzicht:

Uit de hiervoor uitgevoerde analyses en berekeningen volgt dat de benodigde lengte van de koppelstaven in de gerealiseerde situatie, ten opzichte van de in tabel 7.2 gegeven "basislengte", verhoogd/verlaagd dient te worden met de volgende (ingeschatte) factoren:

- $\approx 1,4$ directe plaatsing op breedplaat
- $\approx 0,85$ gunstige werking hogere betondekking
- 1,4 – 2 bundeling van staven
- 1,05 – 1,1 plaatsing staven tegen bol

Bovenstaande factoren gecombineerd geven een verhogingsfactor van:

- minimaal $1,4 \cdot 0,85 \cdot 1,4 \cdot 1,05 = 1,7$
- maximaal $1,4 \cdot 0,85 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 2,6$

Omdat de in tabel 7.2 gegeven "basislengte" van de koppelstaven nagenoeg gelijk is aan de in het werk toegepaste lengte van de koppelstaven, wordt op basis hiervan geconcludeerd dat de verankeringslengte van de koppelstaven, in de gerealiseerde situatie in het werk, niet voldoet aan NEN-EN 1992-1-1 in combinatie met CUR Aanbeveling 86.

7.2.2 Situatie ten tijde van de instorting

Voor het onderzoek naar het falen van de constructie moet gekeken worden naar de belasting die ten tijde van het instorten van de constructie daadwerkelijk aanwezig was. In de ontwerpberekeningen van de bollenplaatvloer [14] is uitgegaan van een rekenwaarde voor de belasting, maar die belasting was ten tijde van het instorten niet aanwezig, want:

- de constructie was nog niet in gebruik genomen, waardoor de belasting vanuit het parkeren nog niet aanwezig was;
- er was geen sprake van tijdelijke opslag op het ingestorte deel van de constructie (zie paragraaf 5.1);
- in de rekenwaarde van de belasting is rekening gehouden met onzekerheden in de optredende belasting en zijn belastingfactoren toegepast om de kans op falen van de constructie voldoende laag te houden. Voor de beoordeling van de situatie ten tijde van de instorting moet worden uitgegaan van de gemiddelde waarden van de belasting, zonder belastingfactoren.

De daadwerkelijk aanwezige belasting ten tijde van het instorten betrof het eigen gewicht van de constructie. Omdat op de dag van de instorting sprake was van een

relatief hoge buitentemperatuur, met veel zon, zijn in de berekening ook de effecten van deze omgevingscondities meegenomen.

Aanwezige spanning in wapeningsstaal tijdens de bouwfase

Op basis van een door BAM opgesteld memo [58] is gekeken naar de op het moment van bezwijken optredende spanning in het wapeningsstaal. Hierbij is in [58] vermoedelijk voor het eigen gewicht uitgegaan van 9kN/m^2 hetgeen geen rekening houdt met de lokaal hogere belasting ter plaatse van de massieve delen in de constructie. Deze massieve delen zijn nabij de kolomrijen van de constructie gelegen en zullen een beperkt effect hebben op de optredende momenten ter plaatse van de hier beschouwde snede.

Voor naad 3 worden de optredende momenten aangenomen zoals berekend door BAM [58] en weergegeven in tabel 7.3. Daarbij is zowel het moment als gevolg van het eigen gewicht in beschouwing genomen als het moment door temperatuureffecten op de dag van de instorting.

Voor de berekening van de bijbehorende staalspanningen is uitgegaan van wapening $\varnothing 16-100$ ($A_s = 2011\text{ mm}^2/\text{m}$), dit komt overeen met 4 staven $\varnothing 16\text{mm}$ per 400mm tussen de bollen. Voor de effectieve hoogte van de staven volgt dan $d = 450 - 70 - 8 = 372\text{mm}$. De optredende kracht in de wapeningsstaven wordt dan ingeschat op:

$$N_s = M / (0,9 * d).$$

Tabel 7.3: Snede naad 3 beschouwing optredende staalspanningen in bouwfase

Naad 3	M [kNm/m]	N_s [kN/m]	S [MPa]
Eigen gewicht	137	409	203
Temperatuur	43	128	64
Totaal			267

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de verankeringslengte is bij het ontwerp uitgegaan van vloeien van de wapening en $f_{yd} = 435\text{ MPa}$. Dit betekent dat ten tijde van het falen ongeveer $267/435 = 61\%$ van deze spanning aanwezig was. De relatie tussen de benodigde verankeringslengte en de optredende spanning wordt lineair verondersteld (zie ook vergelijking (8.3) van NEN-EN 1992-1-1). Daarom kan de benodigde verankeringslengte, ten tijde van de instorting, worden gecorrigeerd met een factor 0,61.

Inschatten gemiddeld benodigde verankeringslengte

De in tabel 7.2 weergegeven benodigde lengte van de koppelstaven is gebaseerd op de rekenwaarde van de verankeringslengte. Om de situatie ten tijde van de instorting zo goed mogelijk te benaderen moet voor de benodigde verankeringslengte worden uitgegaan van de gemiddelde waarde hiervoor. Om deze te kunnen bepalen is gekeken naar een vergelijking van proefresultaten en de op basis van NEN-EN 1992-1-1 voorspelde benodigde waarden zoals gegeven in [57].

Voor de vergelijking van proefresultaten met de voorspelde "characteristic value" is uitgegaan van de ontwerpvergelijkingen uit NEN-EN 1992-1-1 met de volgende aanpassing:

- $\gamma_m = 1,0$ (i.p.v. 1,5)
- Betondruksterkte is de gemiddeld waarde f_{cm} , hier voor de eindfase aangenomen op $35 + 8 = 43$ MPa.

Voor overlappingslassen is uitgegaan van $\alpha_6 = 1,5$.

Op basis van deze aangepaste berekeningsmethode wordt de in de proef gevonden capaciteit vergeleken met de op basis van NEN-EN 1992-1-1 ingeschatte aanwezige capaciteit. Hieruit volgt voor de verhouding tussen proef en voorspelling bij overlappingslassen het volgende:

- Gemiddelde verhouding = 1,44
- Standaardafwijking = 0,314
- Variatie = 0,218
- 5% karakteristieke verhouding = 0,93

Een verdere onderbouwing van de geanalyseerde proeven ontbreekt. Wat opvalt is dat de gemiddelde waarde van de verhouding weliswaar hoog is maar dat de standaardafwijking ook relatief groot is. Daarom concludeert men in [57] op basis van de geanalyseerde proeven dan ook dat de ontwerpregels uit NEN-EN 1992-1-1 niet conservatief zijn.

Daarnaast is niet duidelijk welke wapeningsdiameters in de proeven allemaal beschouwd zijn. In de regel zijn dit kleinere diameters dan de hier toegepaste 16 mm daar anders de capaciteit van de proefopstelling ontoereikend is. Bij kleinere diameters is in de regel de ribafmeting relatief gunstig (hogere waarde van f_R dan minimaal voorgeschreven in NEN-EN 1992-1-1) en de verhouding tussen omtrek en doorsnede van de staaf ook gunstiger. Tevens is niet duidelijk of in de proeven alleen B500 wapeningsstaal is gebruikt of dat ook betonstaalsoorten met een lagere sterkte opgenomen zijn en als dit laatste het geval is hoe dit is gecompenseerd in de analyse. Bovenstaande punten in ogenschouw nemend, wordt de volgende factor aangehouden om de gemiddelde verankeringslengte ten opzichte van de ontwerpwaarde vast te stellen:

- Effect $\gamma_m = 1,0$ en f_{cm} is hier gelijk aan 1,72
- Proef/voorspelling = $1,44 * 0,93 = 1,34$ (incl. correctie voor te gunstige voorspelling)
- Correctie voor onzekerheden in evaluatie (0,9 [57])

Bovenstaande geeft een totale factor van 2,07, of te wel een reductiefactor voor de verankeringslengte van $1/2,07 = 0,48$.

Samenvattend overzicht:

Voor de situatie ten tijde van de instorting moet de benodigde verankeringslengte met de volgende factoren worden gecorrigeerd ten opzichte van de rekenwaarde van de basisverankeringslengte die in het ontwerp is berekend:

- Spanningsniveau ten tijde van falen => $0,61 * \text{basisverankeringslengte}$
- Gemiddelde verankeringslengte versus rekenwaarde
=> $0,48 * \text{basisverankeringslengte}$

Als gevolg hiervan moet de benodigde lengte van de koppelstaven, ten tijde van de instorting, gecorrigeerd worden met een factor 0,29 ($= 0,61 * 0,48$) ten opzichte van de in het ontwerp bepaalde rekenwaarde van de basisverankeringslengte.

Een combinatie van de extra benodigde lengte van de koppelstaven voor de gerealiseerde situatie in het werk en de reductie van de verankeringslengte voor de situatie ten tijde van de instorting resulteert in de volgende factoren voor de gemiddeld benodigde verankeringslengte:

- minimaal $1,7 * 0,29 = 0,51$
- maximaal $2,6 * 0,29 = 0,76$

Dit betekent dat de toegepaste lengte van de koppelstaven niet kritisch hoeft te zijn geweest ten tijde van de instorting. Dit is echter gebaseerd op gemiddelde waarden. Gegeven de hoge spreiding in de proefresultaten moet hierbij in ogenschouwing genomen worden dat er een reële kans aanwezig is dat de capaciteit van de koppelstaven in specifieke gevallen lager is dan de benodigde.

7.2.3 Effect van het schrikken van de vloeren

Een punt wat hiervoor nog niet is beschouwd, is het effect van het schrikken van de vloeren op een tijdstip waarop de aanwezige betondruksterkte lager is dan de ontwerpwaarde. Het schrikken betekent dat gedurende een korte tijd de stempels losgedraaid worden, waardoor de vloer zijn eigen gewicht moet gaan dragen en deze afdraagt richting kolommen en wanden. Vervolgens worden de stempels weer handvast gedraaid om bijkomende belasting weer via de stempels af te dragen.

De aanwezige optredende spanning in de koppelstaven als gevolg van alleen het eigen gewicht is :

$$- \sigma_s = 203 \text{ MPa (zie tabel 7.3)}$$

=> reductiefactor voor de benodigde verankeringslengte is dan 0,47 ten opzichte van de ontwerpwaarde.

Uit de documenten [36]-[38] en [41] volgt dat het schrikken van de stortfasen B1 en B2 van vloer 4 heeft plaatsgevonden kort nadat het beton een druksterkte had bereikt van 18 MPa (zie ook paragraaf 3.2.3 en 3.2.4). Deze waarde dient geïnterpreteerd te worden als de gemiddelde kubusdruksterkte van het beton ($f_{cm,j} = 18 \text{ MPa}$), hetgeen overeenkomt met een gemiddelde cilinderdruksterkte van 15 MPa.

Uitgaande van $\gamma_m=1$ en f_{cm} volgt dan voor de gemiddelde opneembare schuifspanning van het beton (f_{bdm}):

Aanwezige druksterkte bij schrikken: $f_{cm} = 15 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow f_{bdm} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctm} = 2,25 * 1 * 1 * 1,28 = 2,87 \text{ MPa}$$

Voor C35/45 en $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$ is dit:

$$\Rightarrow f_{bdm} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctm} = 2,25 * 1 * 1 * 2,58 = 5,80 \text{ MPa}$$

De verankeringslengte moet hierdoor met een factor $5,80/2,87 = 2,0$ verhoogd worden ten opzichte van de ontwerpwaarde.

Samenvattend overzicht:

De situatie ten tijde van het schrikken van de vloeren is beoordeeld op een vergelijkbare wijze als de beoordeling van de situatie van de instorting, echter, met in aanvulling daarop een verhoging van de benodigde verankeringslengte als gevolg van een nog niet volledig ontwikkelde sterkte van het beton (factor 2,0).

Als gevolg hiervan moet de benodigde lengte van de koppelstaven, ten tijde van het schrikken van de vloer, gecorrigeerd worden met een factor 0,45 (= $0,47 * 0,48 * 2,0$) ten opzichte van de in het ontwerp berekende "basislengte".

Een combinatie van de extra benodigde lengte van de koppelstaven voor de gerealiseerde situatie in het werk en de reductie van de verankeringslengte voor de situatie ten tijde van het schrikken van de vloer resulteert in de volgende factoren voor de verankeringslengte:

- minimaal $1,7 * 0,45 = 0,76$
- maximaal $2,6 * 0,45 = 1,19$

Dit betekent dat het schrikken van de vloer geleid kan hebben tot het ontstaan van schade ter plaatse van de verankering van de koppelstaven. Of er ook daadwerkelijk schade is opgetreden kan niet eenduidig worden vastgesteld.

7.3 Krachtoverdracht tussen ter plaatse gestort beton en de breedplaat

7.3.1 Inleiding

De benodigde verankeringslengte zegt iets over de mogelijkheid om de koppelstaven in het beton te verankeren. De optredende kracht in de koppelstaven moet echter ook overgedragen worden naar de onderliggende breedplaat en de daarin opgenomen wapening. Dit is vereist om het geheel samen te laten werken. Daar er geen directe mechanische koppeling tussen de wapeningstaven is, zal de kracht door middel van schuifspanning overgedragen moeten worden naar de breedplaat. Om na te gaan of de verbinding deze overdracht kan bewerkstelligen, wordt gekeken naar de daartoe beschikbare ontwerpregels in NEN-EN 1992-1-1, in combinatie met CUR Aanbeveling 86.

Ook wordt een analyse uitgevoerd op basis van *fib* ModelCode 2010. Deze laatste is toegepast daar NEN-EN 1992-1-1 deels mechanismen combineert die niet gelijktijdig kunnen optreden. Voor een verklaring van de instorting is er daarom voor gekozen om ook de aanpak volgens de *fib* ModelCode 2010 toe te passen. Net als bij de koppelstaven zal ook hier een inschatting gemaakt worden van de gemiddelde capaciteit van het aansluitvlak en zal dit vergeleken worden met de op het moment van instorten aanwezige belasting / spanningen.

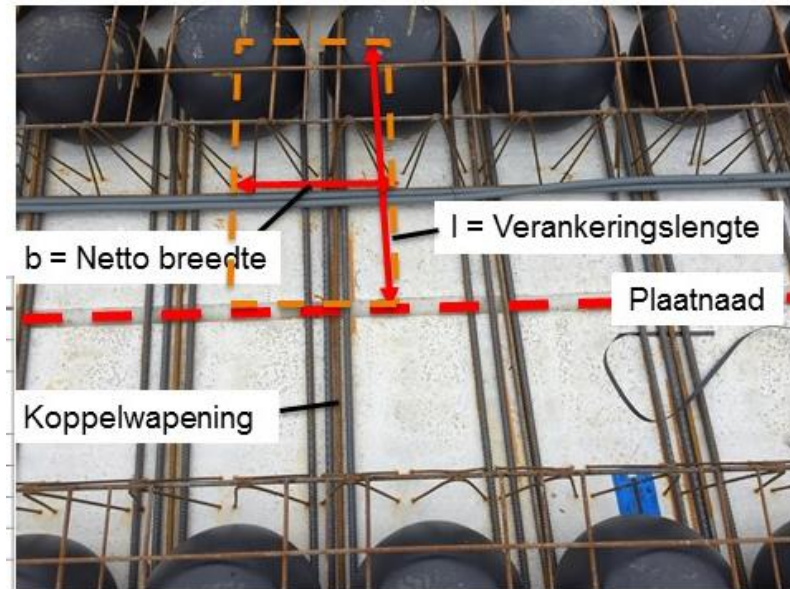
7.3.2 Beoordeling ontwerp

Het ontwerp is beoordeeld volgens NEN-EN 1992-1-1 in combinatie met CUR-Aanbeveling 86.

In art. 6.2.5 van NEN-EN 1992-1-1 zijn toetsingsregels gegeven voor de aansluitvlakken van op verschillende tijdstippen gestort beton. Deze zijn met name opgesteld voor het toetsen van de schuifspanningsoverdracht in gebieden met hoge dwarskrachten. Echter, ook voor dit specifieke geval kan deze toetsing worden toegepast. Deze toetsing wordt, voor zover bekend, in de praktijk voor soortgelijke constructies niet standaard uitgevoerd.

De beschikbare overdrachtslengte is in het geval van koppelstaven bij benadering gelijk aan de lengte van de koppelstaven en qua breedte afhankelijk van de plaatsing van de koppelstaven. Daar de bollen in de vloer bepalend zijn voor de mogelijke plaatsing van koppelstaven zal de toetsing uitgevoerd worden over een breedte gelijk aan de hart-op-hart afstand van de bollen (zie ook figuur 7.3).

Hierbij wordt dus aangenomen dat de kracht vanuit de koppelstaven zo gespreid wordt dat het volledige gebied tussen de bollen geactiveerd wordt. Hierbij wordt er wel rekening gehouden met de plaatsing van de bollen; het contactvlak van de bollen zal niet meegerekend worden in het beschikbare gebied. Voor de maximaal over te dragen kracht wordt vooralsnog uitgegaan van de aanwezige koppelstaven en de daarin op te nemen vloeikracht.



Figuur 7.3: Overzicht aangehouden gebied voor de toetsing van krachtoverdracht uit koppelstaven naar onderliggende breedplaat

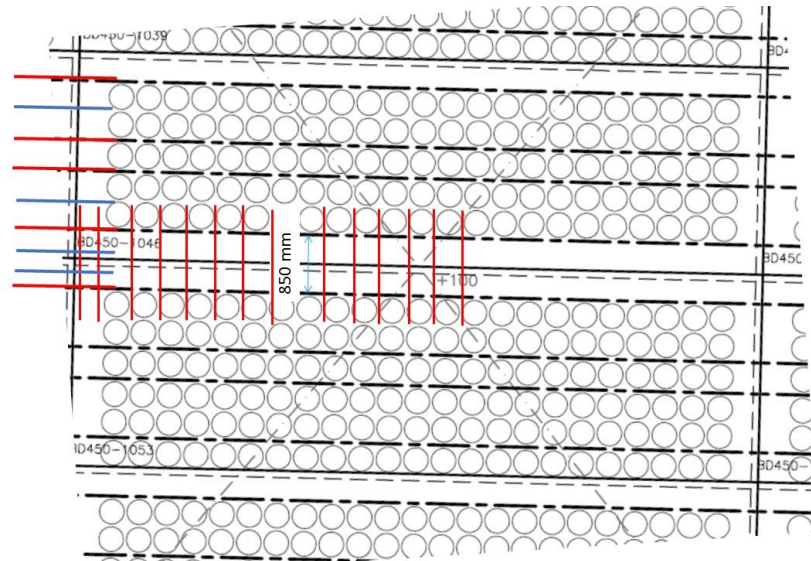
De capaciteit wordt bepaald volgens vergelijking (6.25) van NEN-EN 1992-1-1:

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{cta} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot \vartheta \cdot f_{cd}$$

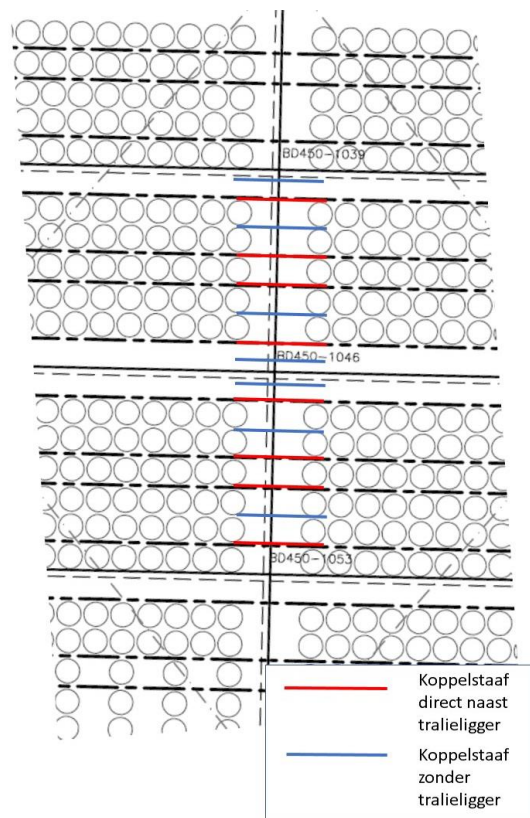
Hierbij zijn de volgende componenten te onderscheiden in de capaciteitsbijdrage:

- $c \cdot f_{cta}$ = adhesie (aanhechting ter plaatse gestort beton aan breedplaat)
- $\mu \cdot \sigma_n$ = frictie door externe normaalkrachten loodrecht op het aansluitvlak (in onderhavige geval niet aanwezig)
- $\rho \cdot f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ = frictie door optredende normaalkrachten in betonstaal welke in het aansluitvlak aanwezig is (hier de "verticale poten" van de tralieliggers)

In de figuren 7.4 en 7.5 is voor een deel van het bezwiken gebied ter plaatse van naad 3 schematisch aangegeven hoe de koppelstaven geplaatst zijn t.o.v. de tralieliggers. Voor de kopse kanten van de breedplaat wordt dan duidelijk dat de tralieliggers niet effectief zijn voor alle koppelstaven. De met blauw gemarkeerde staven in figuur 7.4 en 7.5 betreffen koppelstaven waarvoor geen bijdrage door tralieliggers in de overdracht van de kracht naar de onderliggende breedplaat in rekening gebracht kan worden. Dit door de afstand tot de koppelstaven te groot is. Voor de naden evenwijdig aan de hoofddraagricting van de vloer is het dan de vraag wat de maximale capaciteit van de koppelstaven is. Als de blauwe staven hun maximum bereiken en de verbinding faalt, zal dit vermoedelijk ook leiden tot bezwijken van de andere koppelstaven daar de spanning hierin verdubbelt. Dit zal bij de toetsing van deze aansluitvlakken nader worden beschouwd.



Figuur 7.4: Schematische weergave plaatsing koppelstaven (een gekleurde lijn geeft een set van staven weer) in relatie tot bollen en tralieliggers (streep-stip lijn)



Figuur 7.5: Plaatsing koppelstaven in naden evenwijdig aan hoofddraagrichting

Oppervlakte eigenschappen

Voor het aansluitvlak van de breedplaat aan het ter plaatste gestorte beton wordt uitgegaan van een "glad oppervlak". Door de aanwezigheid van bollen zal er na het storten van de breedplaat geen nabewerking van het oppervlak mogelijk zijn om de ruwheid van het oppervlak te verbeteren.

Daaruit volgt oppervlakte classificatie "glad" volgens 6.2.5 (2) van NEN-EN 1992-1-1, met als parameters $c = 0.20$ en $\mu = 0,6$.

Noot:

In CUR Aanbeveling 86 worden waarden gegeven welke horen bij de waarden in NEN6720 voor stortvlakken. Deze vlakken hebben dan geen speciale behandeling na het storten ondergaan om deze op te ruwen. Dit komt overeen met de in NEN-EN 1992-1-1 gegeven omschrijving "glad".

Tralieliggers

Voor de bijdrage van de tralieliggers aan de schuifspanning overdracht is het zaak om de samenstelling van de tralieligger te bepalen. Op de beschikbare tekeningen van de vloerconstructie is over de tralieliggers het volgende gegeven:

- Tralieligger 10/6/6
- Traliehoogte 300
- Wapeningsstaal B500 B

Op foto's van het werk zijn tralieliggers zichtbaar met gladde boven- en diagonaalstaven en geribde onderwapening. Dit betekent dat er alleen B500 B is toegepast voor de onderstaven. Vermoedelijk betreft het tralieliggers Type 1 zoals aangegeven in BRL 0502.

Voor het aantal pootjes in het aansluitvlak is gekeken naar de in de figuren 7.6 en 7.7 opgenomen foto's. Hierin is te zien dat ter plaatse van de aansluiting van breedplaten er in de hoofddraagrichting koppelstaven door tralieliggers worden omsloten. In de dwarsrichting worden de staven niet door tralieliggers omsloten.

Op basis van figuur 7.7 is ingeschat dat er per breedte van 400 mm (hart-op-hart afstand van de bollen in lengterichting van de breedplaat) $2 \cdot 4 = 8$ schuine staven $\varnothing 6$ mm van de tralieligger aanwezig zijn. De hoek van de staven met het aansluitvlak wordt ingeschat op 60° .

In CUR Aanbeveling 86 wordt aangegeven dat voor de bepaling van de afschuifcapaciteit maar de helft van de aanwezige "diagonale benen" meegerekend mogen worden. Dit is bij de toetsing hier daarom ook aangehouden.



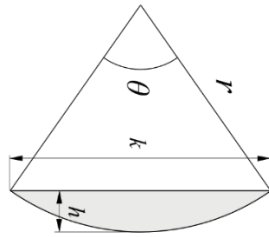
Figuur 7.6: Plaatsing koppelstaven op kruispunt van breedplaten [59]



Figuur 7.7: Detail tralieliggers bij koppelstaven in hoofddraagrichting [59]

Effect van de bollen op de op te nemen schuifspanning in het aansluitvlak

De bollen hechten niet aan het beton en zodoende moet bij de bepaling van het oppervlak van het afschuifvlak het door de bollen ingenomen oppervlak in mindering worden gebracht. Daartoe moet bepaald worden welk oppervlak van een bol in het aansluitvlak aanwezig is.



Figuur 7.8: Koorde van een bolsegment

De bollen steken volgens tekening [15] van de bollenplaatvloer 30 mm in het betonoppervlak van de breedplaat. Op basis daarvan wordt het volgende berekend (zie figuur 7.8):

$$h = 70 - 40 = 30 \text{ mm}$$

$$R = 180 \text{ mm}$$

$$\theta = 2 \text{ Arc cos } (1-h/R) = 67,1^\circ$$

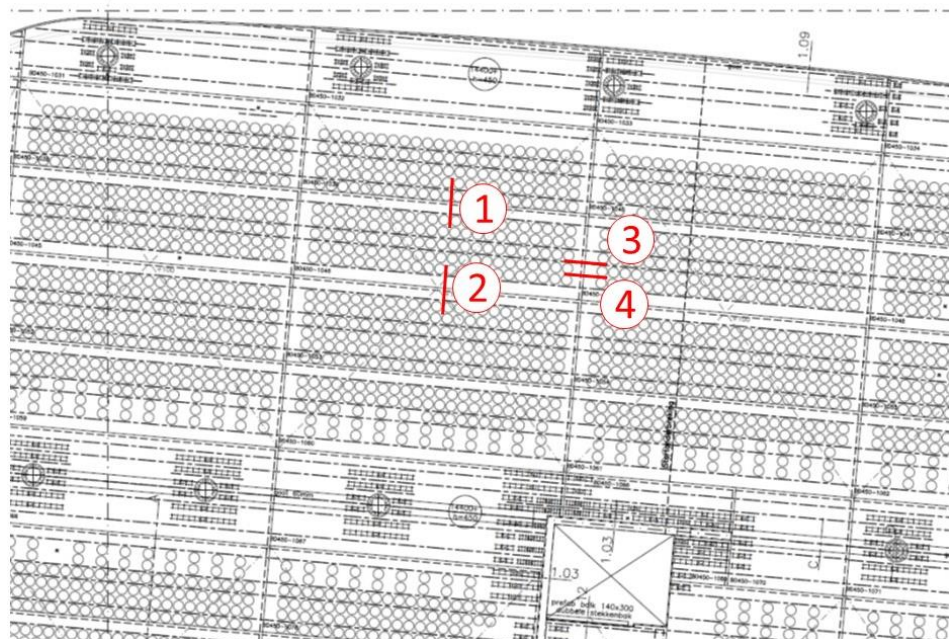
$$k = 2 \cdot R \cdot \sin(\theta/2) = 199 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Oppervlakte bol in de vloer} = 0,25 \cdot \pi \cdot 199^2 = 31102 \text{ mm}^2 / \text{bol}$$

Getoetste sneden:

Voor de toetsing is gekeken naar een viertal locaties zoals aangegeven in figuur 7.9. De locaties 1 en 2 zijn gesitueerd in het gebied met de grootste optredende momenten, in naad 4 en naad 3. Voor de locaties 3 en 4 geldt dat de daar gehanteerde koppelwapening op vele locaties in de constructie aanwezig is in langsrichting. Verder is in snede 1 sprake van twee bollen in het aansluitvlak aan één zijde en bij snede 2 één bol aan beide zijden.

De resultaten van de toetsing van deze sneden is weergegeven in bijlage D.



Figuur 7.9: Locaties te toetsen sneden

Samenvattend overzicht:

Tabel 7.4 geeft een samenvattend overzicht van de resultaten van de in bijlage D weergegeven berekeningen. Deze tabel geeft voor de vier beoordeelde sneden de volgende informatie:

- V_{Rdi} = over te dragen schuifkracht volgens NEN-EN 1992-1-1
- V_{Rdi} = rekenwaarde van de op te nemen schuifkracht
- V_{Edi} = rekenwaarde van de optredende kracht in de koppelwapening
- V_{Edi}/V_{Rdi} = rekenwaarde van de optredende kracht versus de op te nemen schuifkracht

Tabel 7.4: Resultaten toetsing volgens NEN-EN 1992-1-1 in combinatie met CUR Aanbeveling 86

		Snede 1	Snede 2	Snede 3	Snede 4
V_{Rdi}	[MPa]	0,50	0,48	0,49	0,30
V_{Rdi}	[kN]	124	134	130	80
V_{Edi}	[kN]	297	350	148	148
V_{Edi} / V_{Rdi}	[-]	2,38	2,61	1,14	1,85

De laatste regel van deze tabel geeft aan dat voor alle sneden de rekenwaarde van de optredende kracht groter is dan de op te nemen schuifkracht. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de capaciteit van de schuifspanningsoverdracht van het aansluitvlak van het ter plaatse gestorte beton aan de breedplaat, in de gerealiseerde situatie in het werk, niet voldoet aan NEN-EN 1992-1-1 in combinatie met CUR Aanbeveling 86.

Voor het aansluitvlak van breedplaat aan het ter plaatse gestorte beton geldt dat er in de hiervoor beschouwde toetsing en capaciteitsbepaling geen rekening is gehouden met enkele aspecten die de capaciteit van het aansluitvlak negatief kunnen beïnvloeden. De reden hiervoor is dat deze aspecten niet eenduidig zijn te kwantificeren. Deze aspecten zijn:

- Ligging van koppelstaven: gebundeld / dicht bij elkaar
 Als de koppelstaven dicht bij elkaar liggen of tegen elkaar aan liggen zal het ter plaatse gestorte beton onder en nabij de staven mogelijk slechter aanhechten aan de prefabbeton van de breedplaat. De afschuifcapaciteit van het beschouwde aansluitvlak zal daardoor lager zijn dan hetgeen nu is bepaald.
- Breedplaat uitgevoerd in zelfverdichtend beton
 Door de aanwezigheid van de bollen op de breedplaat kan men tijdens het fabriceren van de breedplaat het oppervlak daarvan niet opruwen. Door de toepassing van zelfverdichtend beton zal zodoende een relatief glad oppervlak ontstaan waarvan niet geheel duidelijk is of deze oppervlakte eigenschappen dan vallen onder de classificatie "glad" of "smooth" zoals hier aangehouden. Mogelijk is er sprake van een iets ongunstigere situatie.
- Positie tralieliggers ten opzichte van de plaatrand
 De tralieliggers zijn relatief ver van de rand van de breedplaat geplaatst. Een scheur ter plaatse van de naad kan dan relatief ver open gaan staan, alvorens de tralieligger effectief wordt. Bij de toetsing wordt min of meer uitgegaan van een positieve bijdrage van de tralieliggers over het gehele aansluitvlak, maar of dit ook zo is, is in dit geval niet duidelijk.

7.3.3 Capaciteit volgens fib ModelCode 2010

De fib Modelcode 2010 (verder MC2010 genoemd) maakt, in tegenstelling tot NEN-EN 1992-1-1 onderscheidt in een tweetal mogelijke bezwijkvormen van het aansluitvlak. De NEN-EN 1992-1-1 aanpak is een combinatie van bros en plastisch gedrag. In MC2010 benoemd als *Rigid bond-slip behavior* en *Non-rigid bond-slip behaviour*. In het eerste geval is adhesie van beide betonoppervlakken maatgevend, waar in het tweede geval *aggregate interlock* en wrijving (ondersteund door wapeningsstaal) en deувелwerking van het wapeningsstaal maatgevend zijn.

Noot:

Voor de revisie van NEN-EN 1992-1-1 is voornamelijk voorzien om een aanpak overeenkomstig die van MC2010 toe te passen.

In bijlage C is het deel van MC2010 weergegeven dat van toepassing is voor de toetsing van aansluitvlakken van op verschillende tijdstippen gestort beton.

Voor de toetsing op basis van MC2010 kan voor het eerste te beschouwen mechanisme, namelijk *Rigid bond-slip* voor alle van de beschouwde sneden op eenzelfde manier de op te nemen schuifspanning worden bepaald. Uitgaande van de in bijlage C gegeven eisen geldt voor het hier beschouwde geval:

Beton:

$$f_{ctd} = 1,5 \text{ N/mm}^2 \text{ (bepaling gelijk aan NEN-EN 1992-1-1)}$$

$$c_a = 0,20$$

$$\sigma_n = 0$$

$$\Rightarrow \tau_{Rdi} = 0,20 * 1,50 = 0,30 \text{ N/mm}^2$$

Daar waar in de beschouwde sneden tralieliggers aanwezig zijn kan ook het zogenaamde *Non-rigid bond-slip behaviour* van toepassing zijn en is daarom ook de capaciteit volgens de daarvoor gegeven regels van MC2010 bepaald.

Dit is het geval bij de hier beschouwde snede 1 tot en met 3. Voor het onderhavige geval geldt hierbij in algemene zin:

$$c_r = 0$$

$$K_1 = 0,5$$

$$K_2 = 1,1$$

$$\mu = 0,6$$

De overige parameters zijn gelijk aan die voor de toetsing op basis van NEN-EN 1992-1-1. Uitgaande van bovenstaande parameters volgt hiervoor het overzicht zoals weergegeven in tabel 7.5.

Tabel 7.5: Resultaten toetsing volgens *fib* Model Code 2010

		Snedes 1	Snedes 2	Snedes 3	Snedes 4
ModelCode 2010		Rigid bond-slip			
σ_{Rdi}	[MPa]	0,30	0,30	0,30	0,30
V_{Rdi}	[kN]	74	84	79	79
V_{Edi}	[kN]	297	350	148	148
V_{Edi}/V_{Rdi}	[-]	3,99	4,18	1,85	1,85
		Non-rigid bond-slip			
σ_{Rdi}	[MPa]	0,15	0,13	0,14	-
V_{Rdi}	[kN]	38	38	38	-
V_{Edi}	[kN]	297	350	148	-
V_{Edi}/V_{Rdi}	[-]	7,88	9,30	3,92	-

Ervan uitgaande dat *Non-rigid bond-slip* pas optreedt na overschrijden van de *Rigid bond-slip* capaciteit moet geconcludeerd worden dat in alle gevallen *Rigid bond-slip* maatgevend is. Volgens MC2010 is de opneembare schuifspanning dan veel lager dan volgens NEN-EN 1992-1-1 (zie tabel 7.4). Dit komt met name door het loskoppelen van beide mechanismen en de keuze om voor gladde oppervlakten (*smooth*) de bijdrage van aggregate interlock in het beton gelijk aan 0 te stellen voor *Non-rigid bond-slip*.

7.3.4 Situatie ten tijde van de instorting

Zoals aangegeven in 7.2.2 is hierbij gekeken naar de belasting die ten tijde van het falen van de constructie aanwezig was. Voor de beschouwing is alleen gekeken naar snede 1 en 2 daar uit hoofdstuk 6 volgt dat falen van de constructie in een langснаad is begonnen. Uit [58] volgt dat in snede 1 en 2 de in tabel 7.6 en tabel 7.7 opgenomen momenten optreden.

Tabel 7.6: Snede 1 beschouwing optredende en opneembare spanningen in bouwphase

Snede 1	M [kNm/m]	N_s [kN/m]	b [mm]	N_s, bol [kN/b]	$V_{E,i,bgt}$ [MPa]
eigen gewicht	121	361	400	145	0,58
Temp	29	87	400	35	0,14
Totaal					0,72

Tabel 7.7: Snede 2 beschouwing optredende en opneembare spanningen in bouwphase

Snede 2	M [kNm/m]	N_s [kN/m]	b [mm]	N_s, bol [kN/b]	$V_{E,i,bgt}$ [MPa]
eigen gewicht	134	400	400	160	0,57
temp	43	128	400	51	0,18
Totaal					0,75

Voor de inschatting van de opneembare schuifkracht is contact opgenomen met de hoofdauteur van het voor de toetsing gebruikte deel van MC2010, te weten Prof. (FH) DI Dr. N. Randl. Uitgaande van een oppervlakte classificatie “smooth” en een aanwezige betondruksterkte van C35/45 stelt deze het volgende voor (zie bijlage E):

“ c_a : as you correctly state the cleaning has an effect; in case cleaning can be assumed I would guess that a mean value of c_a between 0,2 and 0,3 is to be expected; and f_{ct} around 3 to 4 MPa; **so adhesive bond could reach values roughly between 0,5 and somewhat above 1,0 MPa**, maybe you vary this parameter with respect to uncertainties concerning cleaning between 0,5 and 1,5 MPa (tensile pull off-tests on site acc. to ASTM C1583 could give some feeling about the actual quality of interface bond)”

Voor de inschatting van de ten tijde van het falen aanwezige sterkte wordt hier uitgegaan van een opneembare schuifspanning van 0,5 – 1,0 MPa.

Tabel 7.8: Ingeschatte opneembare en optredende schuifkracht ten tijde van falen

		Snedes 1	Snedes 2
Falen			
$V_{E,Perm}$	[kN]	145	160
$V_{E,temp}$	[kN]	35	51
$V_{E,max}$	[kN]	180	211
ModelCode 2010		Rigid bond slip	Rigid bond slip
Gemiddelde			
τ_{Rmi}	[MPa]	0,5 – 1,0	0,5 – 1,0
V_{Rmi}	[kN]	124 – 248	139 – 279
$V_{E,max} / V_{Rmi}$	[-]	1,45 – 0,73	1,52 – 0,76

Zoals bovenstaande tabel 7.8 is te herleiden, volgt op basis van de ingeschatte capaciteit dat afhankelijk van de condities van het gerealiseerde aansluitvlak bezwijken van de constructie door overschrijden van de capaciteit van het aansluitvlak (ofwel $V_{E,max} / V_{Rmi} > 1,0$) mogelijk is. Of dit mechanisme daadwerkelijk maatgevend was is op basis van de resultaten niet met 100% zekerheid aan te geven. Hiervoor wordt geadviseerd om de aansluiting zoals in het werk gerealiseerd door middel van proeven nader te onderzoeken.

Noot:

Ten tijde van het opstellen van deze rapportage was Adviesbureau Hageman, in opdracht van BAM, reeds gestart met het uitvoeren van dergelijke proeven.

7.3.5 Effect van het schrikken van de vloeren

Een inschatting van het effect van het schrikken van de vloer op de capaciteit van de vloer is moeilijk te geven. De in 7.3.4 gegeven inschatting van de aanwezige capaciteit ($\tau_{Rmi} = 0,5 – 1,0$ MPa) is gebaseerd op de ervaring van Prof. Randl met proeven op elementen met een aansluitvlak met een oppervlakte karakteristiek “glad”. Hierbij wordt de spreiding in de capaciteit onder andere bepaald door:

- de betondruksterkte van aansluitvlakken;
- de mate van reinigen van de aansluitvlakken.

Daarnaast zijn de sterktemodellen zoals gegeven in NEN-EN 1992-1-1 en MC2010 gebaseerd op een aangenomen lineaire relatie tussen de rekenwaarde van de betontreksterkte en afschuifsterkte. Dit is waarschijnlijk gebaseerd op onderzoek aan de hand van kleine proefstukken. Uit onderzoek op grotere proefstukken, die meer lijken op de werkelijke situatie, blijkt dat deze relatie helemaal niet zo lineair is. Voor proefstukken met een lage betondruksterkte (zoals de situatie hier ten tijde van schrikken) volgt dat de sterkte erg onderschat wordt ten opzichte van experimenten op proefstukken met hogere betondruksterkte. Blijkbaar zijn er andere factoren die de sterkte van het aansluitvlak meer beïnvloeden. Of het schrikken van het beton hier dus heeft geleid tot een initiële schade in het aansluitvlak, welke blijvend de capaciteit van dit vlak heeft verlaagd, is zodoende onvoldoende nauwkeurig, rekenkundig te onderbouwen. Indien hier meer duidelijkheid over verkregen moet worden, zal hiernaar specifiek onderzoek uitgevoerd moeten worden.

7.4 Conclusies van de constructieve analyse

Om de oorzaak van de instorting te kunnen vaststellen is gekeken naar de resultaten voortkomend uit de visuele inspectie (hoofdstuk 5), de analyse van de oorzaak op basis van waarnemingen (hoofdstuk 6) en de hiervoor uitgewerkte constructieve analyse van naad 3 van vloer 4 (paragraaf 7.1 tot en met 7.3).

De constructieve analyse is uitgevoerd voor de situatie ten tijde van de instorting, dus met de op dat moment werkelijk aanwezige belasting door het eigen gewicht en door temperatuurseffecten. Vanuit die constructieve analyse wordt het volgende geconcludeerd ten aanzien van de sterkte van de koppeling tussen de breedplaten, ter plaatse van naad 3 van vloer 4, ten tijde van de instorting:

- Verankeringslengte van de koppelstaven.
Ingeschat is dat de gemiddeld benodigde verankeringslengte van de koppelstaven 0,51 – 0,76 maal de in het werk aanwezige verankeringslengte bedroeg. Dit is exclusief de mogelijke schade door schrikken, waardoor de benodigde verankeringslengte hoger wordt.
- Afschuifcapaciteit van het aansluitvlak.
Ingeschat is dat de benodigde capaciteit van het aansluitvlak 0,76 – 1,52 maal de in het werk aanwezige capaciteit van het aansluitvlak bedroeg. Dit is exclusief de mogelijke schade door schrikken, waardoor de aanwezige capaciteit mogelijk lager wordt.

Uit bovenstaand overzicht volgt dat ten tijde van de instorting de afschuifcapaciteit van het aansluitvlak kritischer was dan de verankeringslengte van de koppelstaven. Door het effect van schrikken kan ook de verankeringslengte van de koppelstaven kritisch worden, echter, wel in geringere mate.

Om te bepalen welk van de bovenstaande twee mechanismen daadwerkelijk maatgevend is geweest, is er ook gekeken naar de in het werk aangetroffen breukvlakken. Dit om te zien of hier de bij de twee mechanismen horende bezwijkvormen terug te vinden zijn. Zoals is weergegeven in paragraaf 6.5 is, in de delen van vloer 2 en vloer 4 waar het bezwijkvlak in naad 3 zichtbaar is, sprake van een verloop van het bezwijkvlak zoals weergegeven in figuur 6.7. Het wordt aannemelijk geacht dat in het deel van vloer 4 tussen de naden A en E sprake is van eenzelfde bezwijkvlak.

Het verloop van het bezwijkvlak duidt op bezwijken als gevolg van onvoldoende capaciteit van het aansluitvlak en niet op bezwijken als gevolg van onvoldoende lengte van de koppelstaven.

Op basis van de uitgevoerde constructieve analyse en de analyse van de waarnemingen wordt geconcludeerd dat de gedeeltelijke instorting van de constructie vrijwel zeker is veroorzaakt door een te lage capaciteit van het aansluitvlak tussen het ter plaatse gestort beton en de breedplaat ter plaatse van naad 3.

8 Trigger voor de gedeeltelijke instorting

De trigger is gedefinieerd als de gebeurtenis die is opgetreden op zaterdag 27 mei 2017 en die ervoor heeft gezorgd dat het bezwijken van vloer 4, en daardoor de gedeeltelijke instorting, op die specifieke dag heeft plaatsgevonden.

In het algemeen geldt dat twee hoofdmechanismen kunnen optreden als trigger:

1. Een tijdsafhankelijke afname van de sterkte
2. Een toename van de belasting.

Ad 1: Tijdsafhankelijke afname van de sterkte

Vloer 4 was ten tijde van de instorting bijna 4 maanden oud. Uit de beschikbare informatie over de constructie zijn geen aanwijzingen naar voren gekomen voor een mechanisme dat heeft geresulteerd in een tijdsafhankelijke sterkteafname van de vloer.

Ad 2: Toename van de belasting

Een toename van de belasting kan zowel bestaan uit een toename van de permanente en/of veranderlijke belasting als uit een opgelegde dan wel verhinderde vervorming.

Ten aanzien van een eventuele toename van de permanente en/of veranderlijke belasting geldt dat er op zaterdag 27 mei 2017 werkzaamheden in het gebouw zijn uitgevoerd. Echter, ten tijde van de instorting waren die werkzaamheden al beëindigd.

Verder heeft het onderzoek geen aanwijzingen gegeven voor opslag van materialen op vloer 4, ter plaatse van het ingestorte deel van het gebouw (zie paragraaf 5.1). Om deze redenen wordt een eventuele toename van de permanente en/of veranderlijke belasting niet gezien als trigger voor de instorting.

Ten aanzien van een opgelegde dan wel verhinderde vervorming geldt dat het op de dag van de instorting relatief warm en zonnig is geweest. Uit gegevens van het weerstation Eindhoven van het KNMI blijkt ten aanzien van de weersomstandigheden het volgende (figuur 8.1 - 8.3):

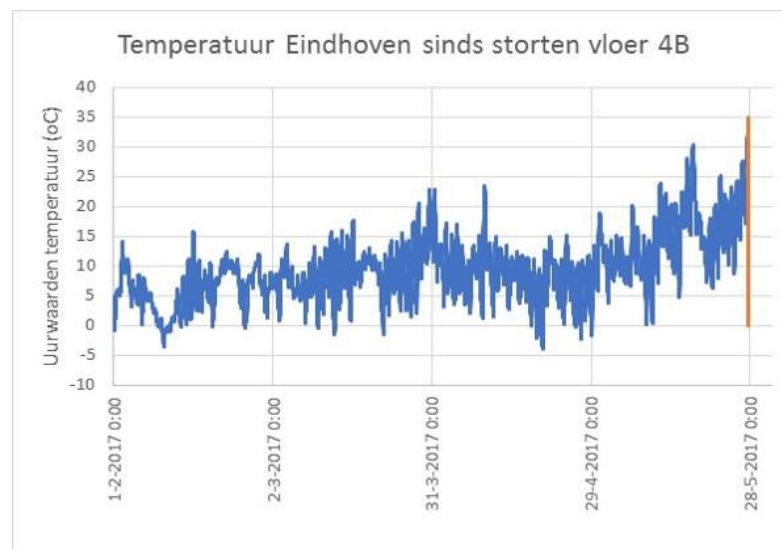
- Op 27 mei 2017, de dag van de instorting, is de hoogste temperatuur gemeten sinds het storten van vloer 4 op 30 januari (deel B1) en 1 februari 2017 (deel B2).
- Op 27 mei 2017 was de maximum temperatuur circa 5 °C hoger dan op de dagen in de week ervoor.
- De drie dagen voorafgaand aan de instorting zijn zeer zonnig geweest, met gedurende vrijwel de gehele dag zonnenschijn.

Een verhoging van de omgevingstemperatuur resulteert in een algehele opwarming van het gebouw en dus ook van de vloeren. Een algehele opwarming van vloer 4 zal resulteren in een verlenging van de vloer, hetgeen vrijwel zeker zal resulteren in extra spanningen in de aansluiting van de vloer aan de kolommen. Dit heeft waarschijnlijk een zeer gering effect op de spanningen in de vloer nabij naad 3 en daarom wordt dit effect niet gezien als mogelijke trigger voor de instorting.

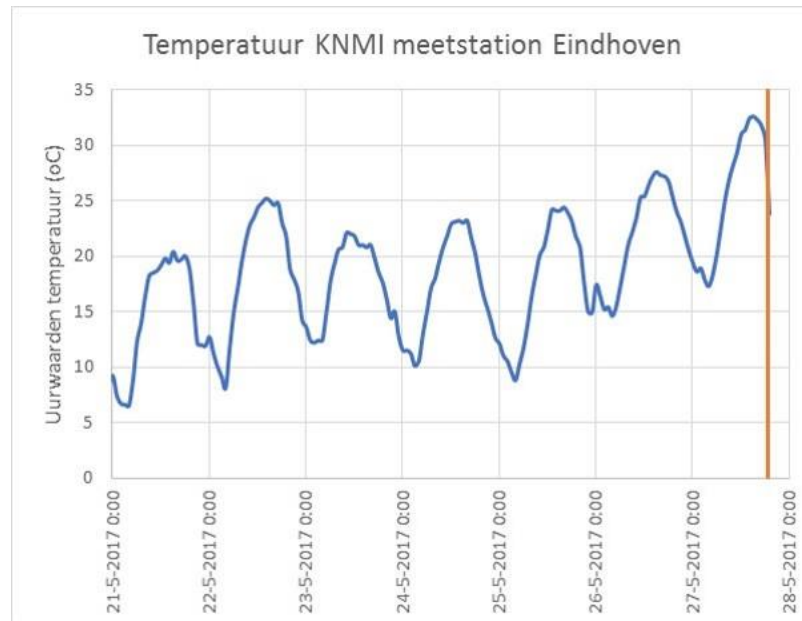
Zoninstraling op de bovenzijde van vloer 4 resulteert in een extra opwarming van de bovenzijde van de vloer ten opzichte van de onderzijde van de vloer, waardoor een temperatuursgradiënt over de dikte van de vloer ontstaat. Nabij naad 3 in vloer 4 resulteert een dergelijke temperatuursgradiënt in extra trekspanningen in de onderzijde van de vloer.

Uit de constructieve analyse, zoals weergegeven in hoofdstuk 7, volgt dat de combinatie van het eigen gewicht van de constructie én de hiervoor genoemde temperatuursgradiënt vrijwel zeker de oorzaak is geweest van de instorting. Voor die temperatuursgradiënt geldt dat de situatie op 27 mei 2017 het meest ongunstig is geweest sinds het storten van vloer 4: hoogste omgevingstemperatuur en vrijwel de gehele dag zon. Daarmee is dit vrijwel zeker de trigger geweest voor het bezwijken van vloer 4.

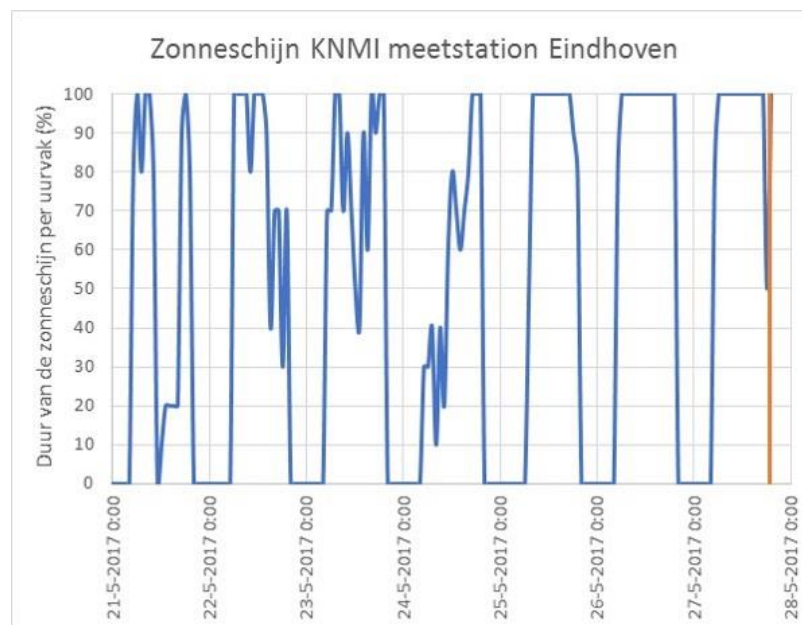
Samenvattend volgt uit het voorgaande dat de temperatuurseffecten vrijwel zeker de trigger zijn geweest die ervoor heeft gezorgd dat vloer 4 op 27 mei 2017 is bezweken.



Figuur 8.1: Uurwaarden voor de temperatuur; KNMI weerstation Eindhoven; periode van 1 februari 2017 tot aan de dag van de instorting (rode lijn)



Figuur 8.2: Urwaarden voor de temperatuur; KNMI weerstation Eindhoven; de week voorafgaand aan de instorting (rode lijn)



Figuur 8.3: Duur van de zonneschijn per uur; KNMI weerstation Eindhoven; de week voorafgaand aan de instorting (rode lijn)

9 Conclusies

Naar aanleiding van de gedeeltelijke instorting van het MPB heeft TNO, in opdracht van Eindhoven Airport, een onderzoek uitgevoerd, met als doel het achterhalen van de technische oorzaak van de instorting. Op basis van het uitgevoerde onderzoek zijn de volgende conclusies getrokken:

1. De instorting is gestart nabij naad 3 van de vloer van de 4e verdieping, tussen naad A en naad F.
2. De oorzaak van het bezwijken van de vloer van de 4^e verdieping nabij naad 3, en dus van de instorting, is vrijwel zeker het niet kunnen overbrengen van de trekkracht in de wapening van de ene breedplaat naar de andere breedplaat. Vrijwel zeker is de capaciteit van het aansluitvlak tussen het ter plaatse gestort beton en de breedplaat, nabij naad 3, onvoldoende geweest.
3. Er zijn geen aanwijzingen voor andere technische oorzaken welke tot de gedeeltelijke instorting van de constructie hebben geleid.
4. De trigger voor de instorting is vrijwel zeker de opwarming van de bovenzijde van vloer 4 door zoninstraling.

10 Ondertekening

Naam en adres opdrachtgever:

Eindhoven Airport
Drs. J. Meijs
Luchthavenweg 13
5657 EA Eindhoven

Handtekening:



Ir. H. Borsje
Auteur



Ir. G.G.A. Dieteren
Auteur



Ir. H.G. Burggraaf
Reviewer



*bij afwezigheid
A. Vervuuri*

Ir. E. Hagen
Research manager Structural Reliability

A Foto's van het ingestorte deel van het MPB

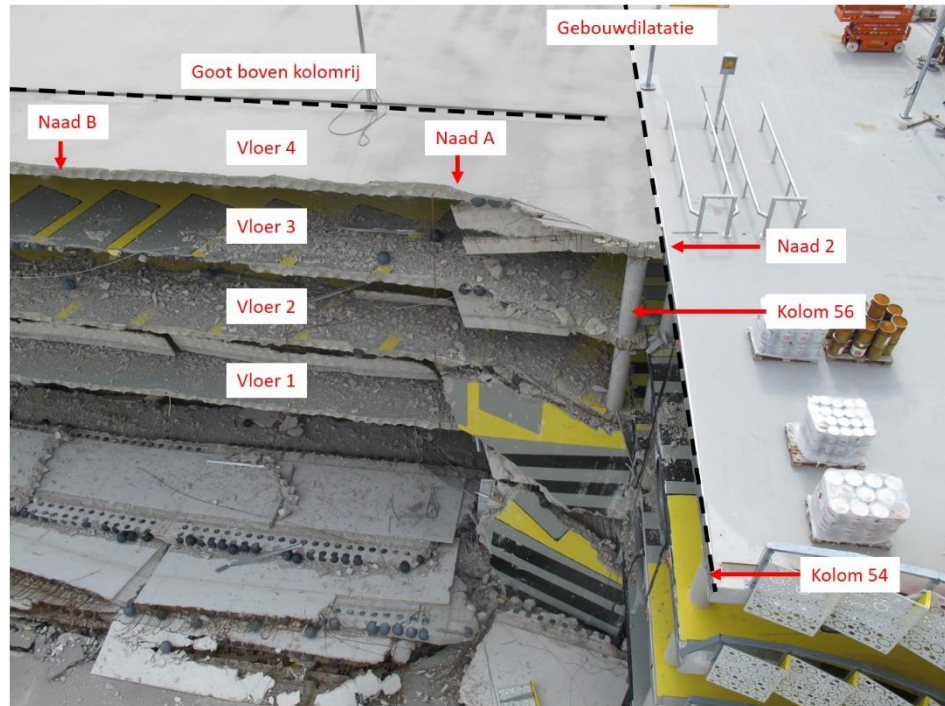


Foto A.1: Begrenzing van de instorting aan de bovenzijde van vloer 4

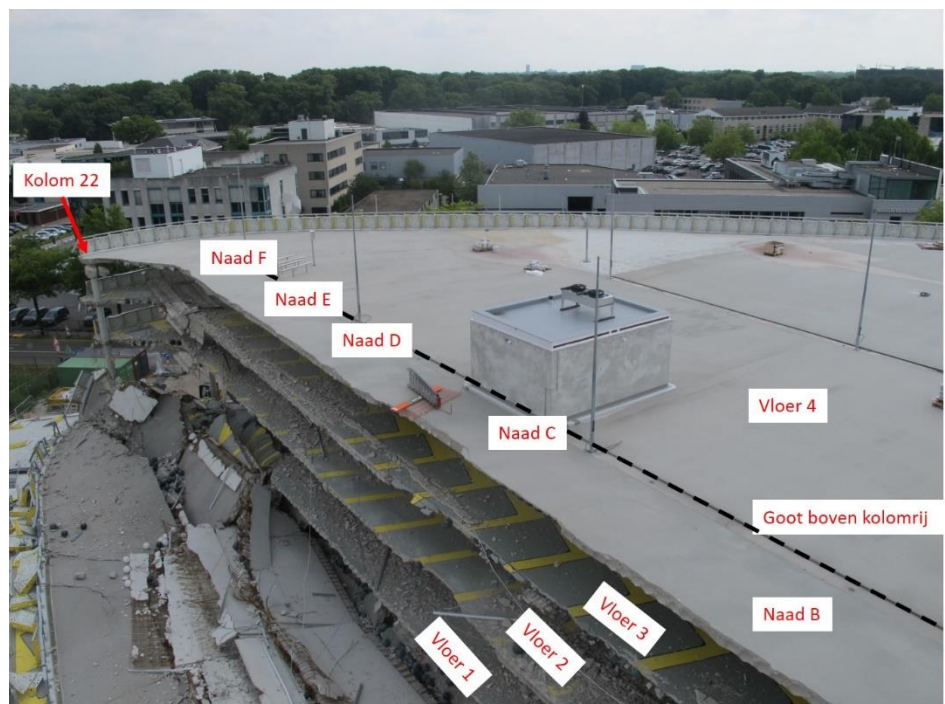


Foto A.2: Begrenzing van de instorting aan de bovenzijde van vloer 4

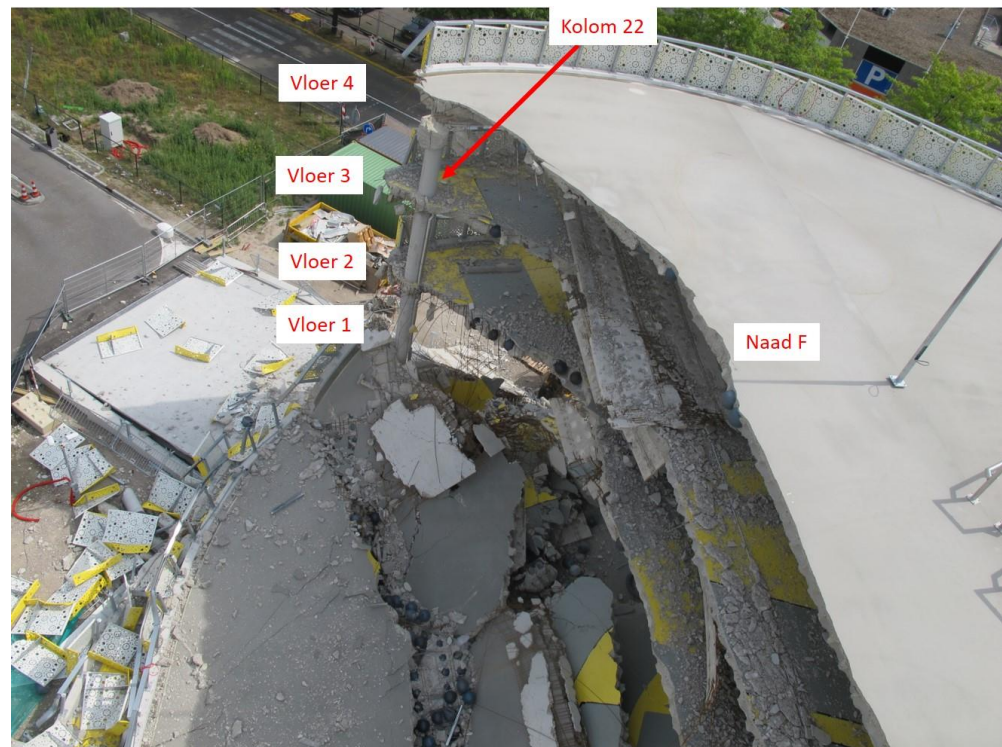


Foto A.3: Begrenzing van de instorting aan de bovenzijde van vloer 4

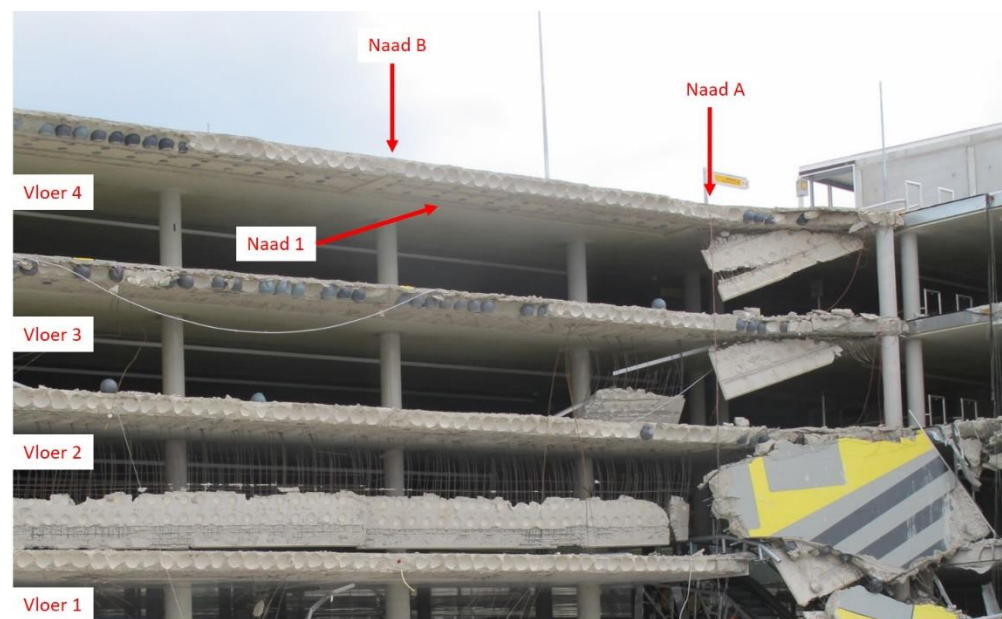


Foto A.4: Begrenzing van de instorting aan de onderzijde van vloer 4

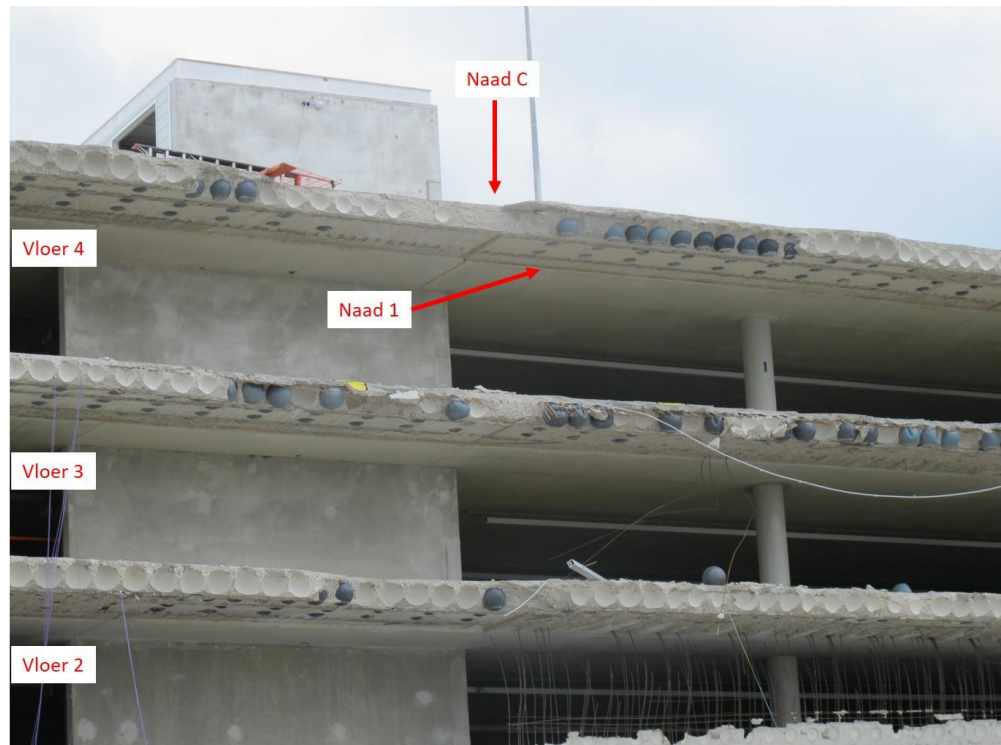


Foto A.5: Begrenzing van de instorting aan de onderzijde van vloer 4

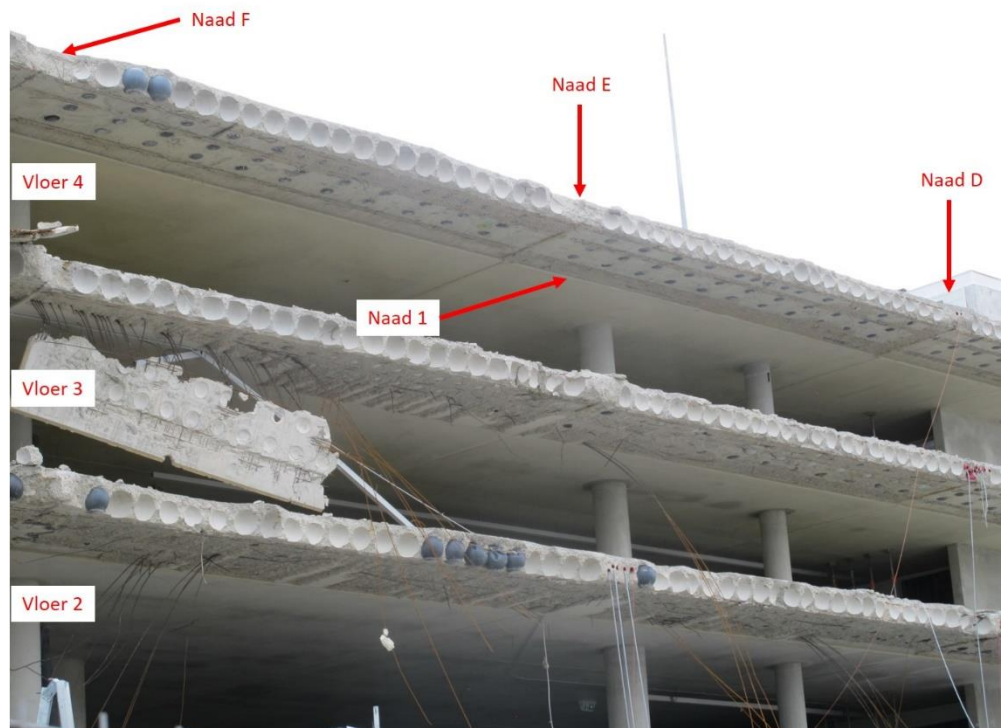


Foto A.6: Begrenzing van de instorting aan de onderzijde van vloer 4

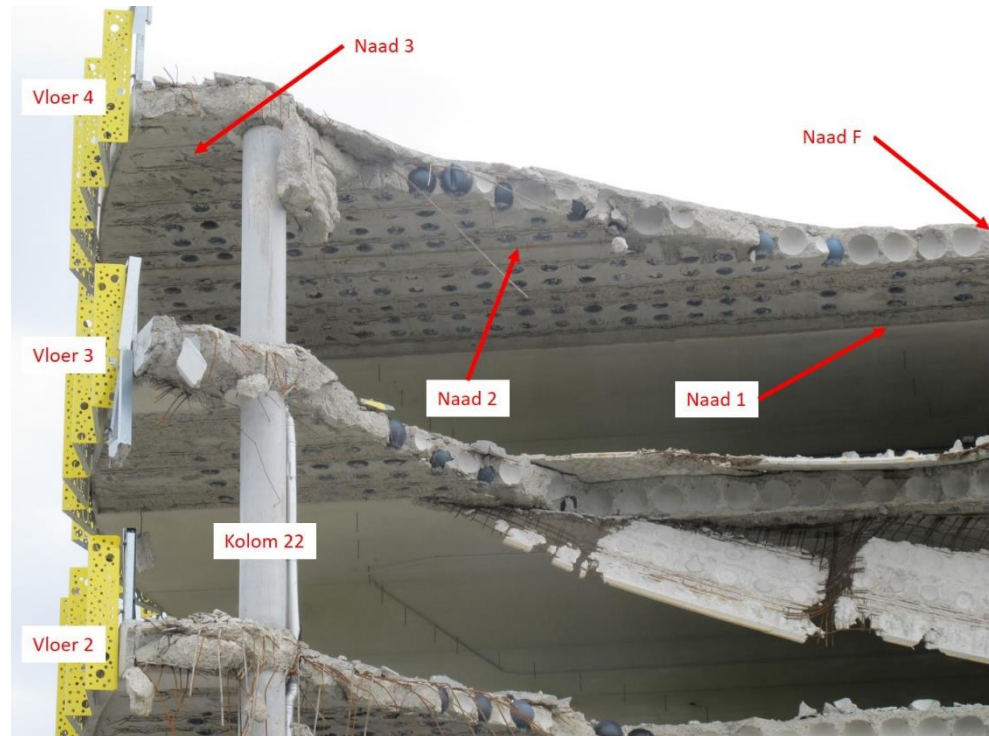


Foto A.7: Begrenzing van de instorting aan de onderzijde van vloer 4

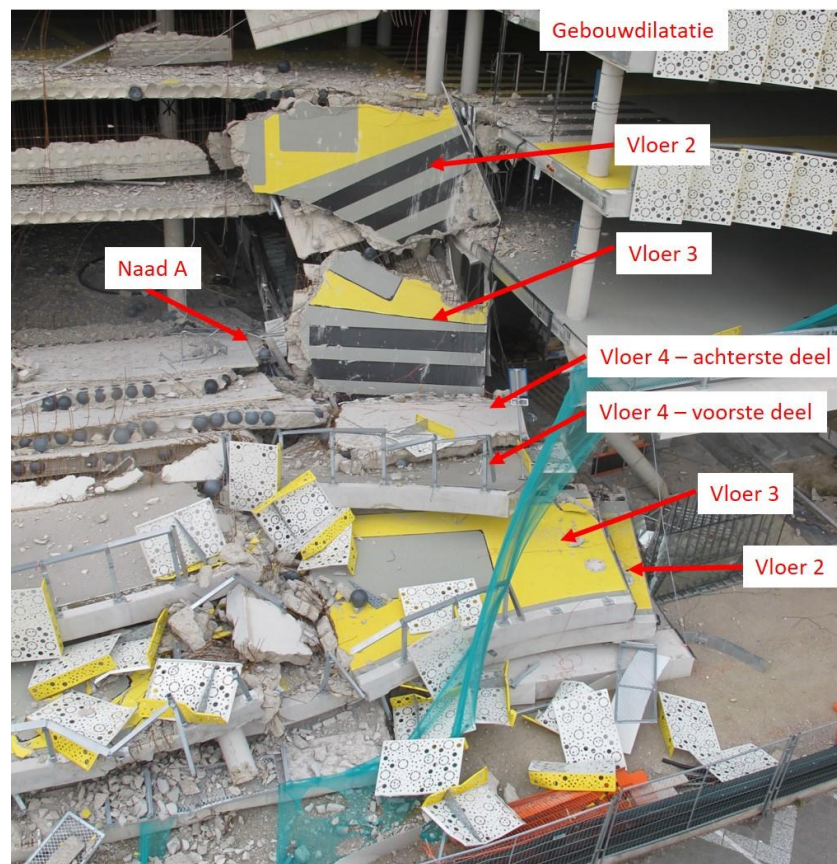


Foto A.8: Overzicht van het ingestorte deel tussen de dilatatie en naad A

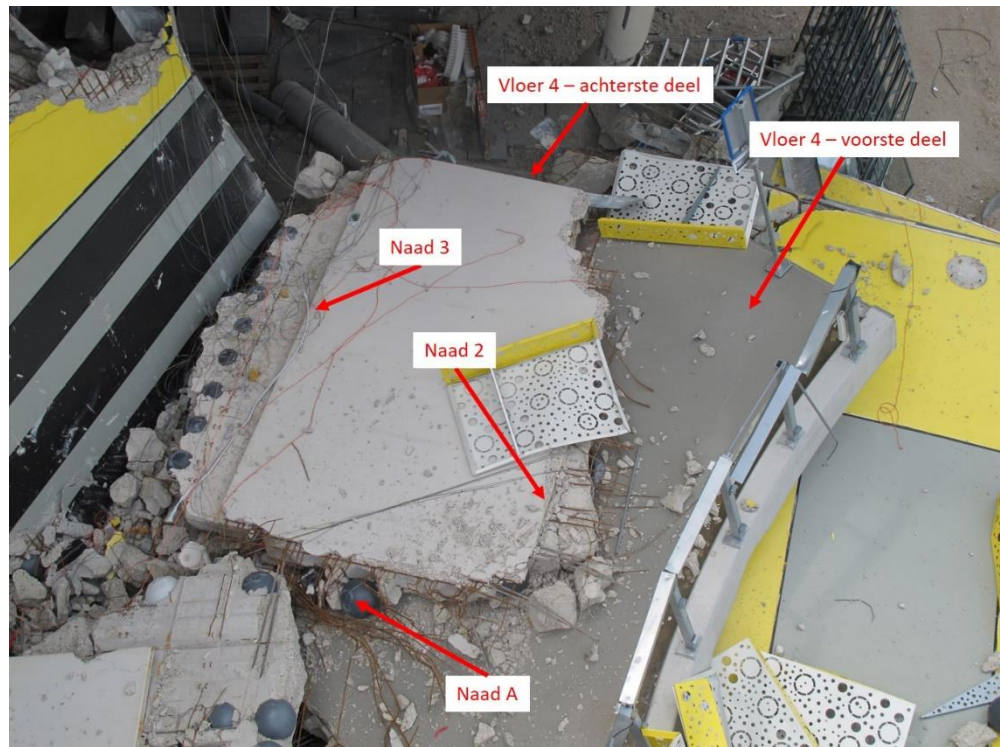


Foto A.9: Overzicht van het ingestorte deel tussen de dilatatie en naad A

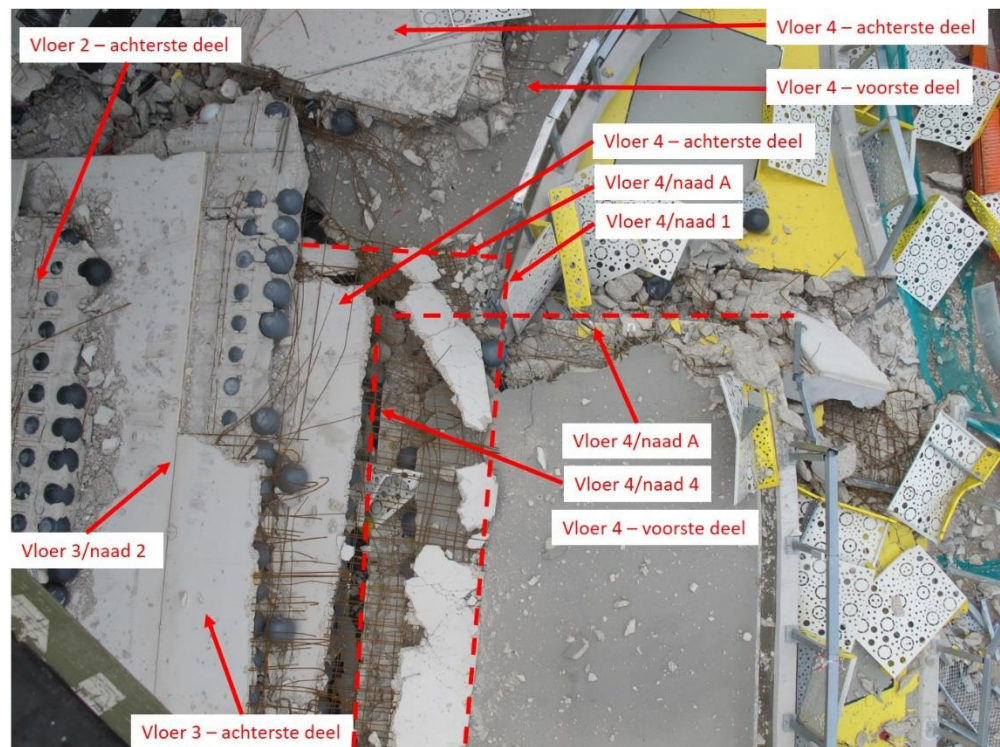


Foto A.10: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad A

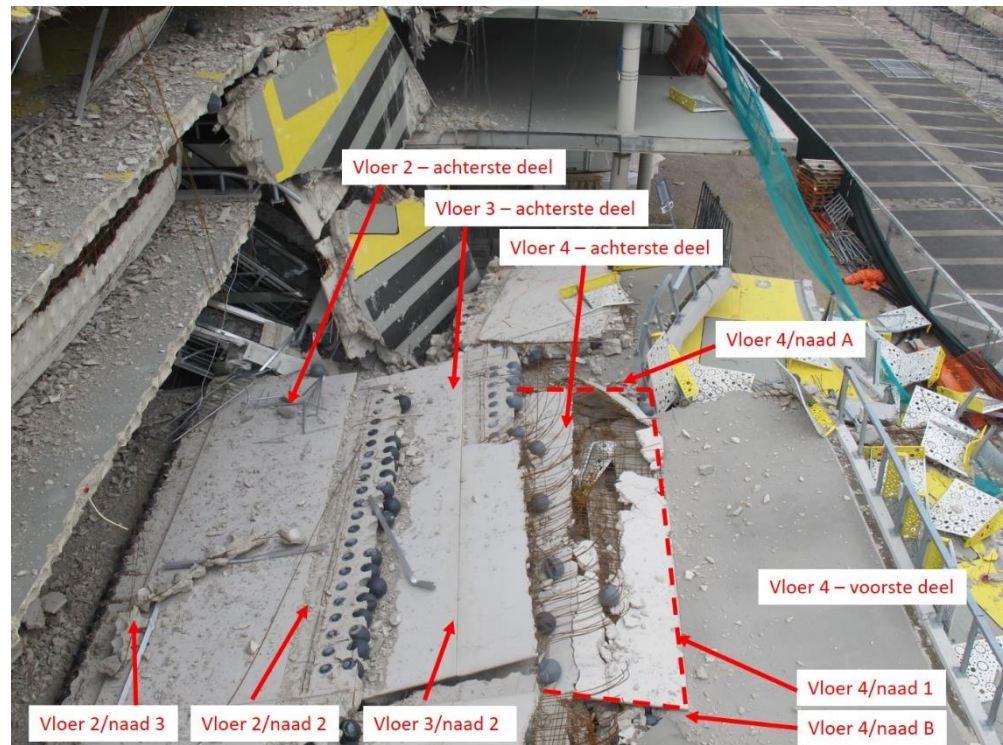


Foto A.11: Overzicht van het ingestorte deel van naad A tot naad B

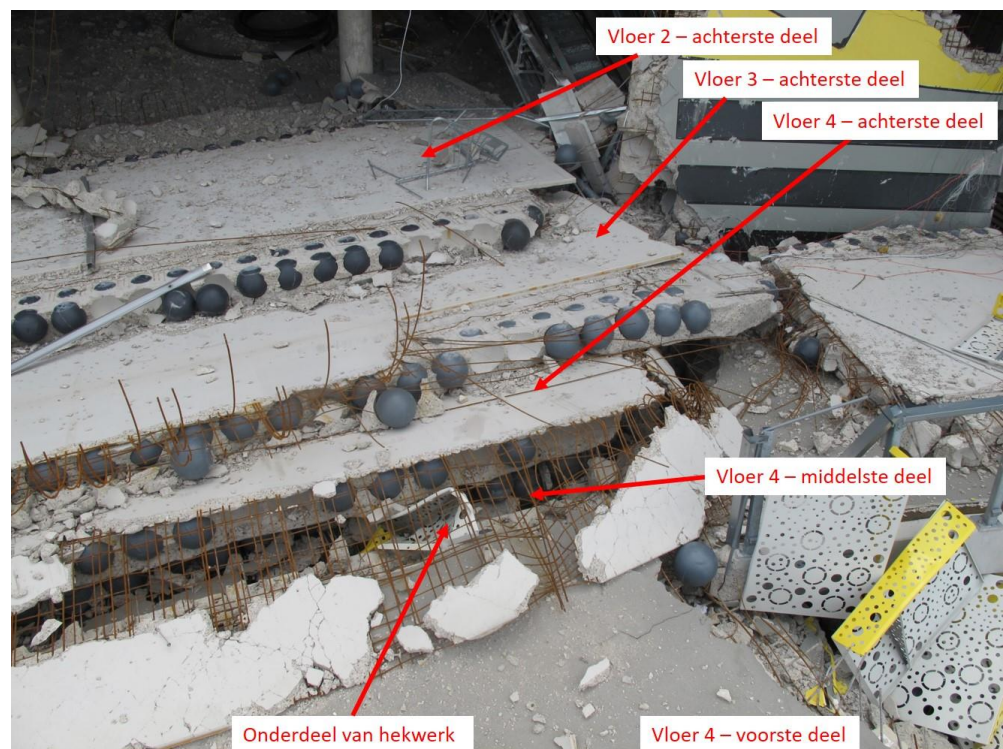


Foto A.12: Overzicht van het ingestorte deel van naad A tot naad B

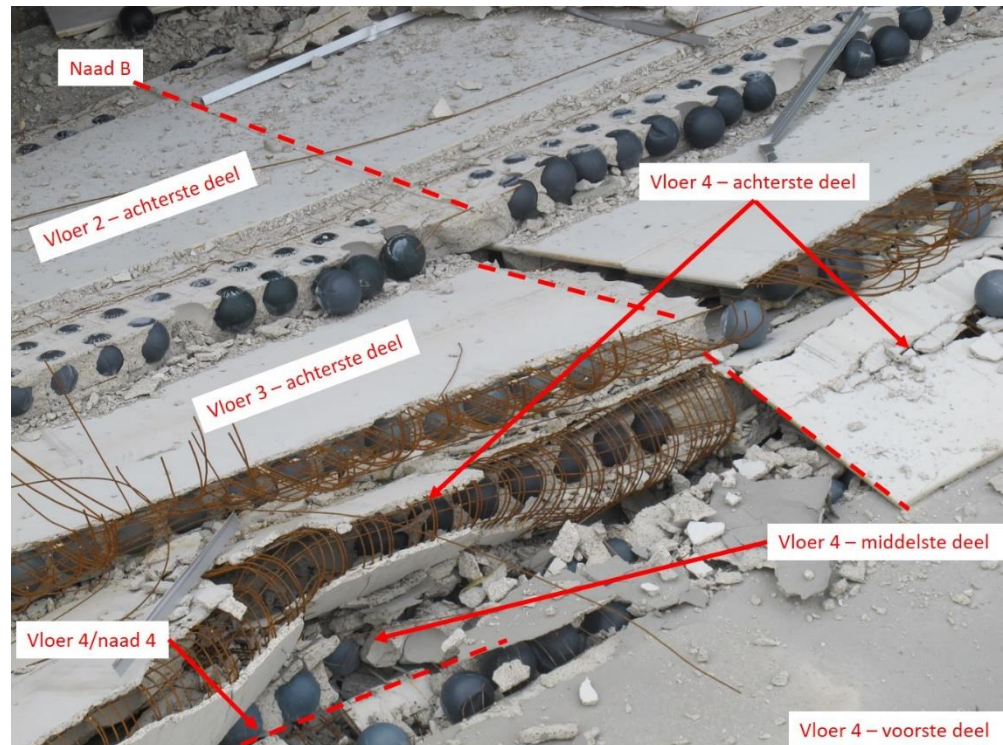


Foto A.13: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad B

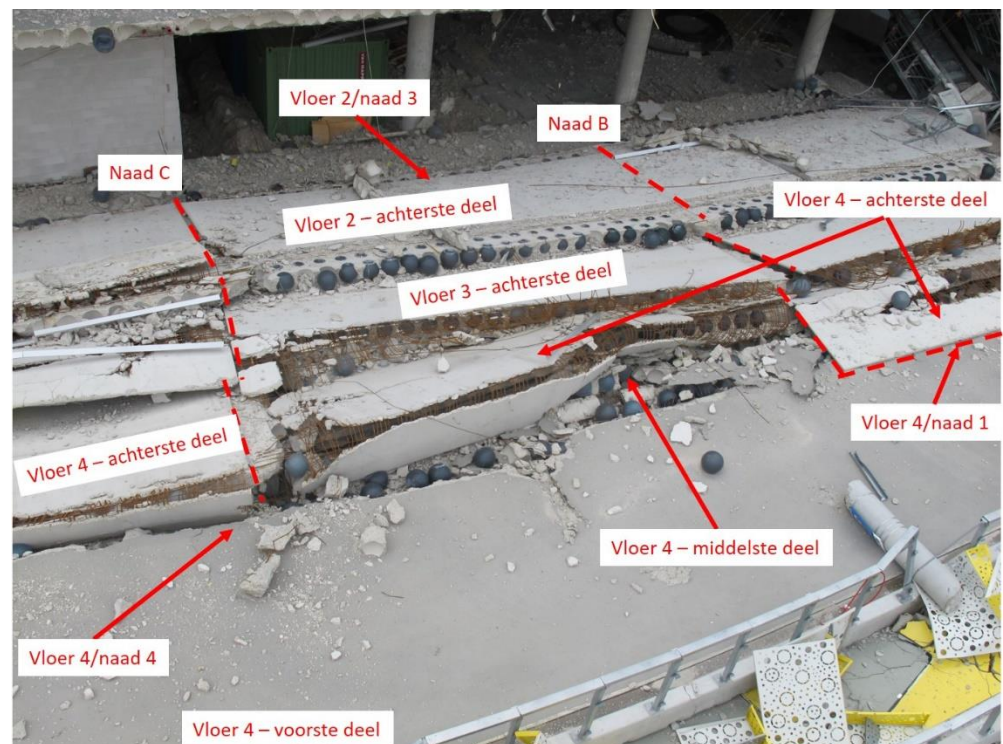


Foto A.14: Overzicht van het ingestorte deel van naad B tot naad C

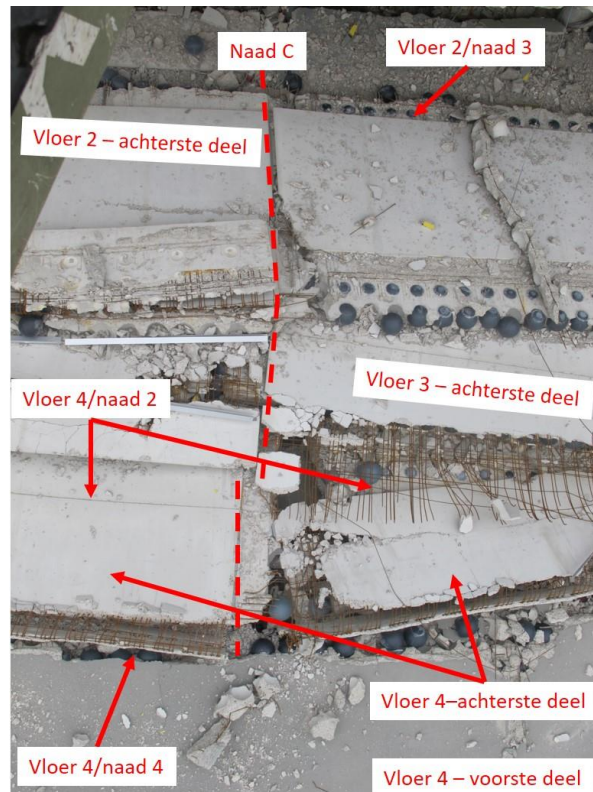


Foto A.15: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad C

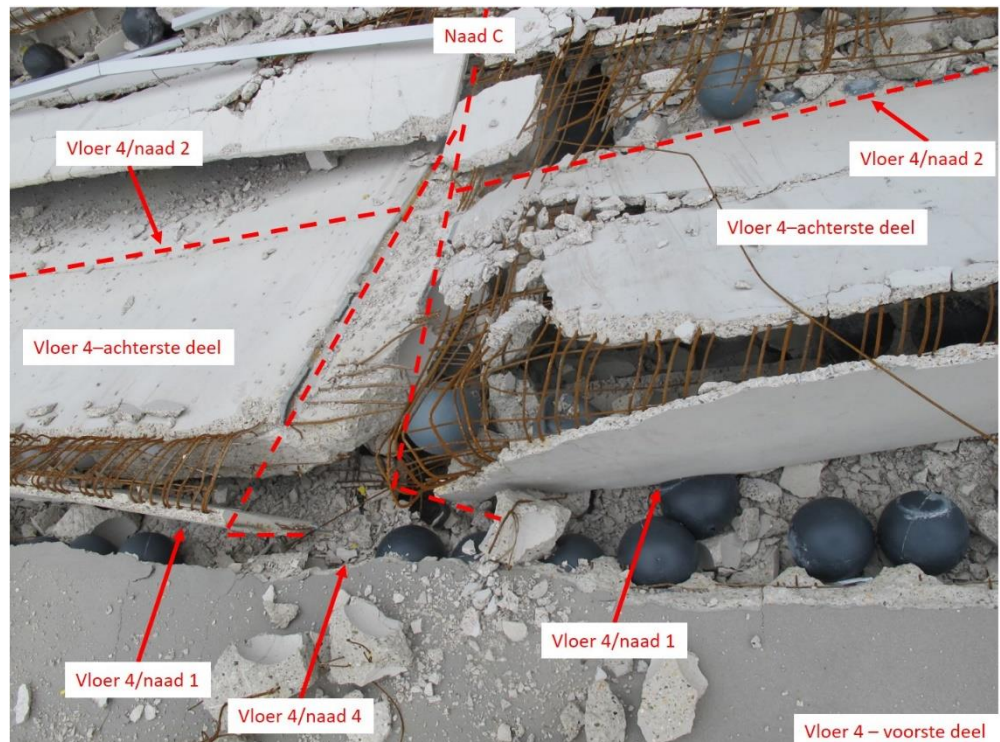


Foto A.16: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad C

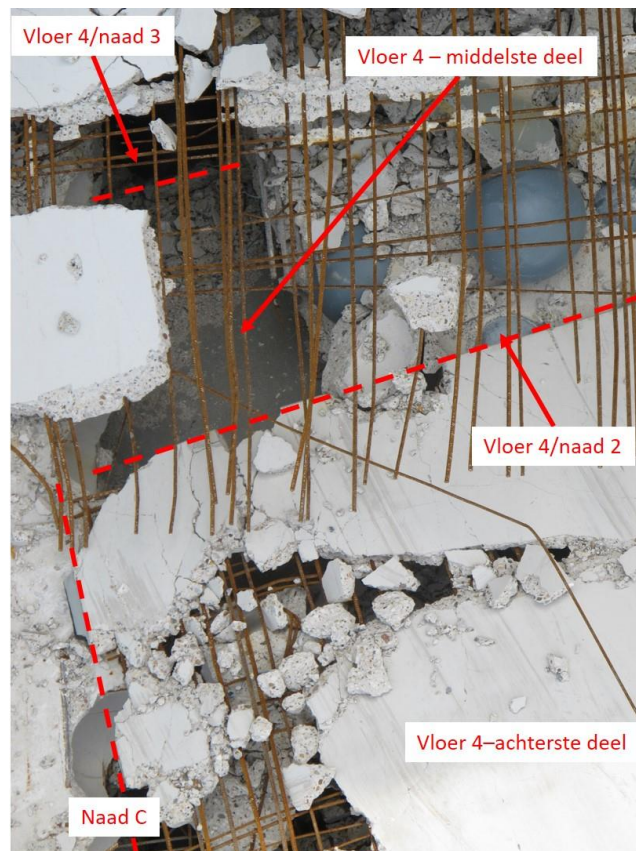


Foto A.17: Detail van het ingestorte deel ter plaatse van naad C

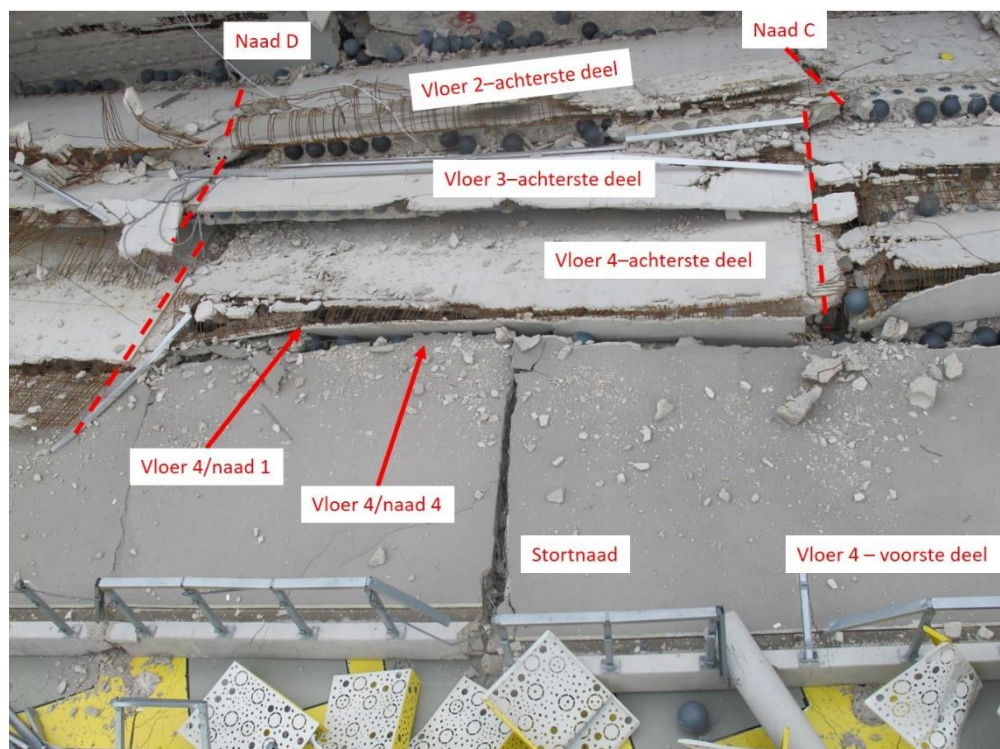


Foto A.18: Overzicht van het ingestorte deel van naad C tot naad D

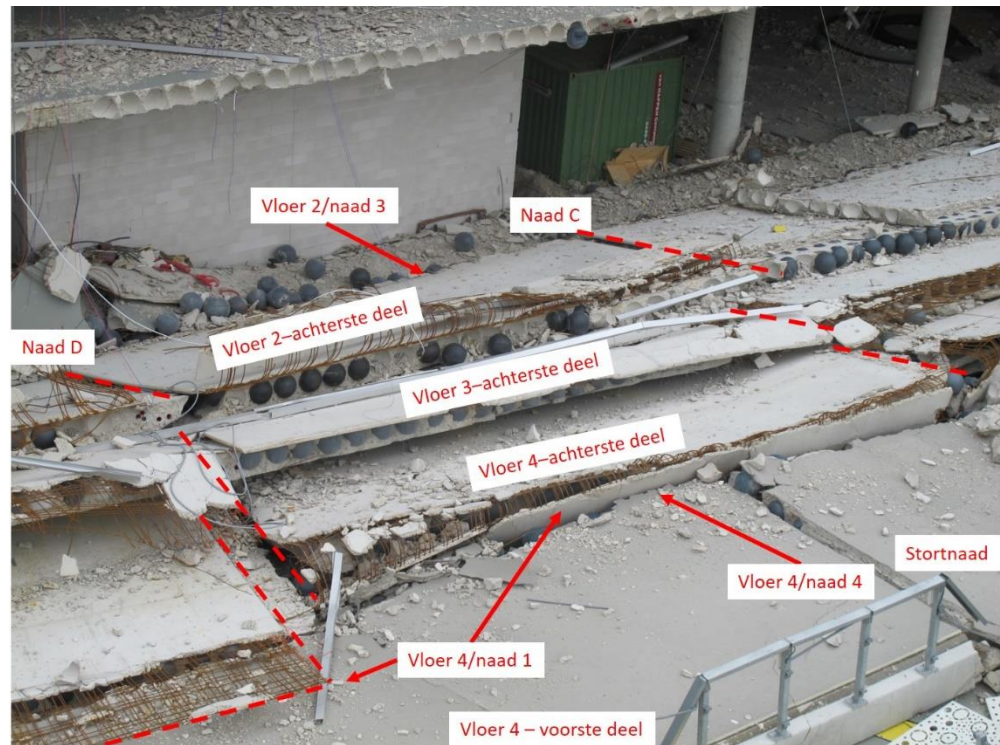


Foto A.19: Overzicht van het ingestorte deel van naad C tot naad D

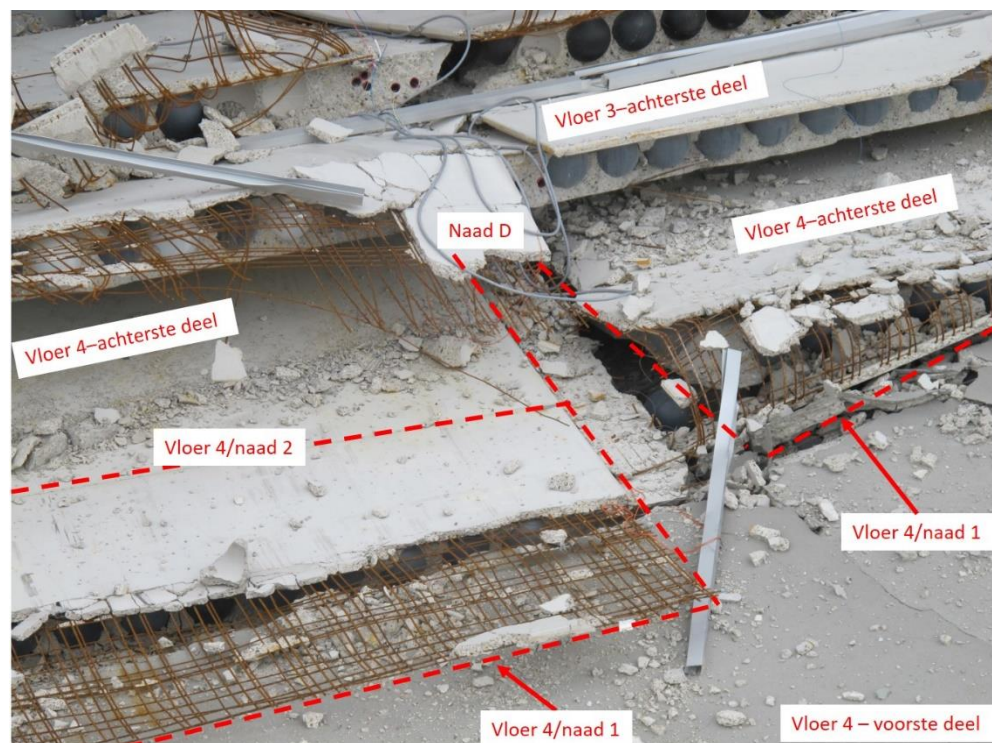


Foto A.20: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad D

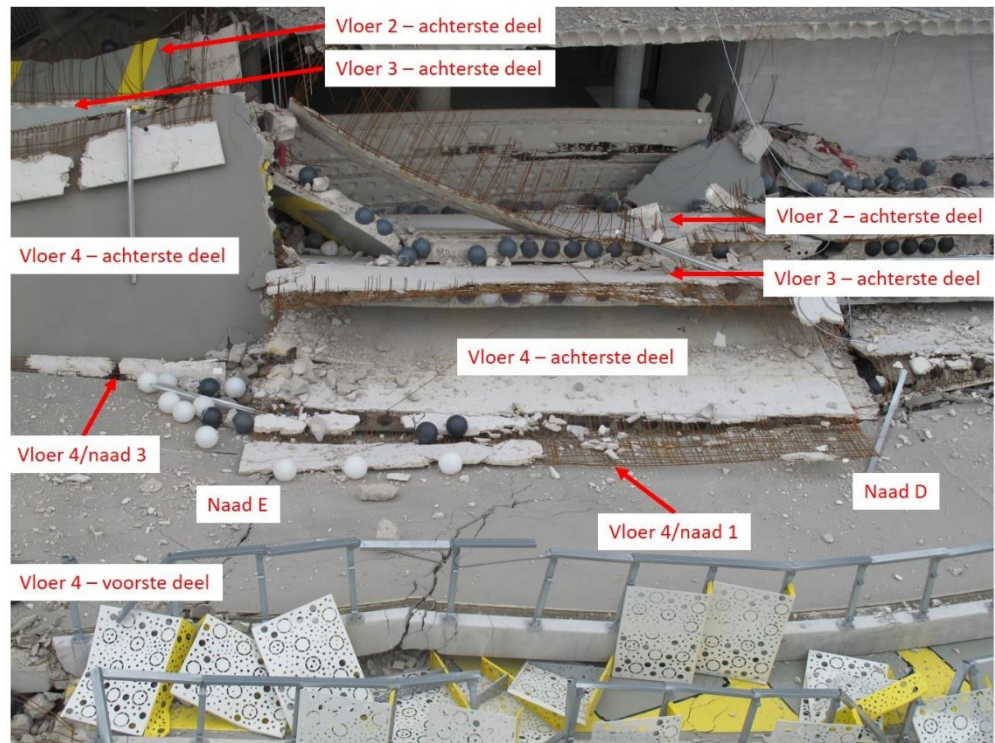


Foto A.21: Overzicht van het ingestorte deel van naad D tot naad E

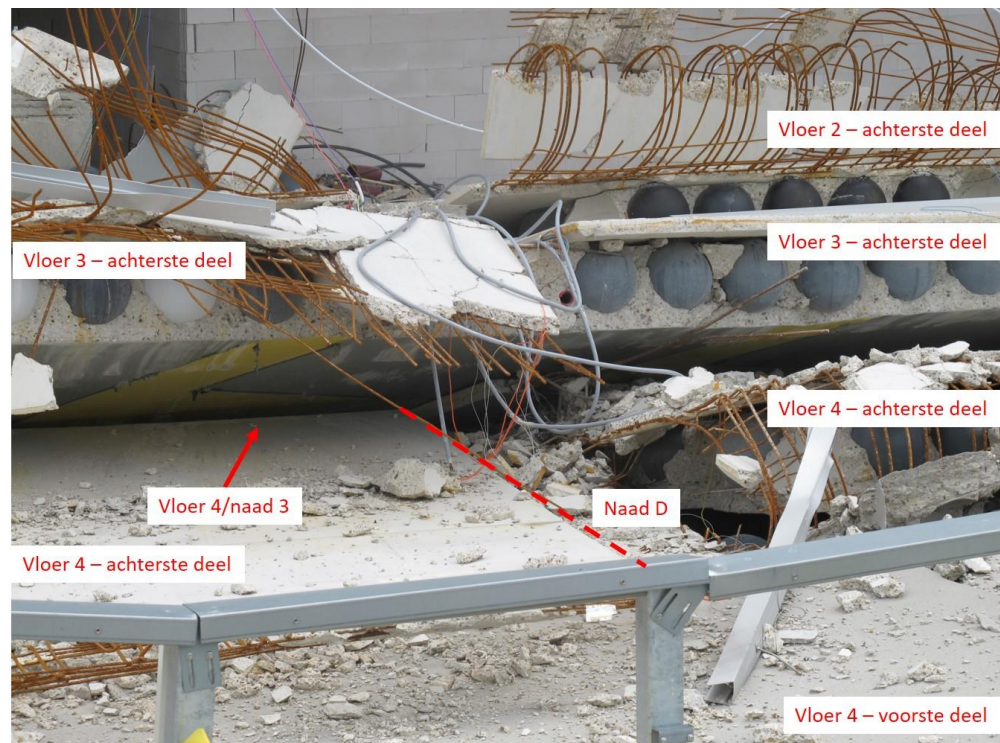


Foto A.22: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad D



Foto A.23: Overzicht van het ingestorte deel ter plaatse van naad E

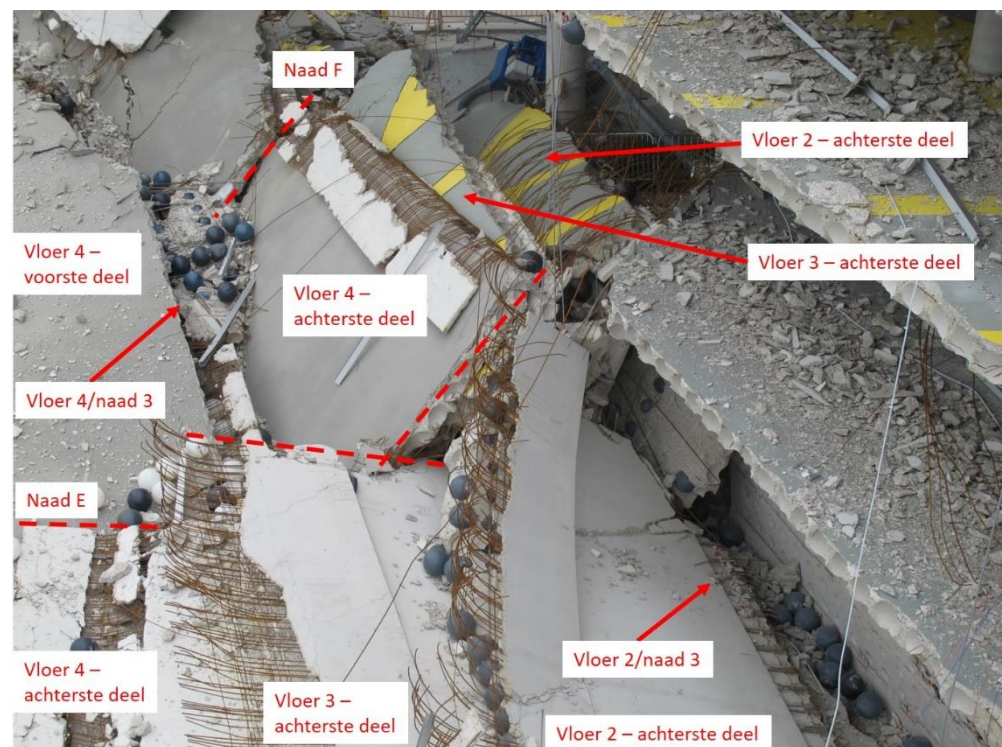


Foto A.24: Overzicht van het ingestorte deel van naad E tot naad F

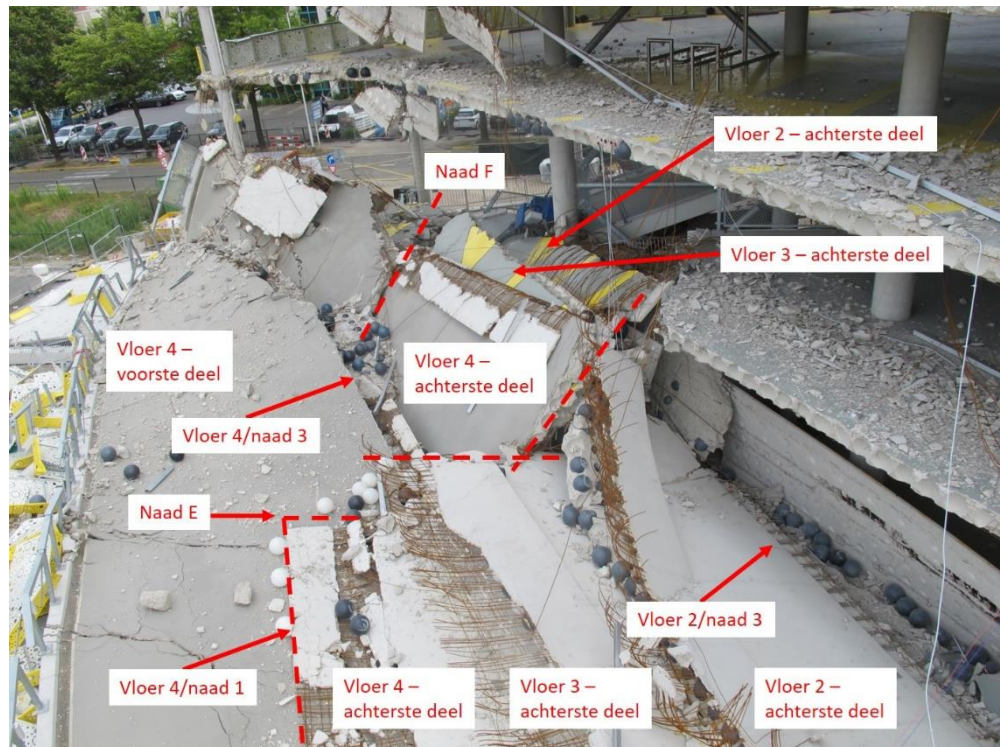


Foto A.25: Overzicht van het ingestorte deel van naad E tot naad F

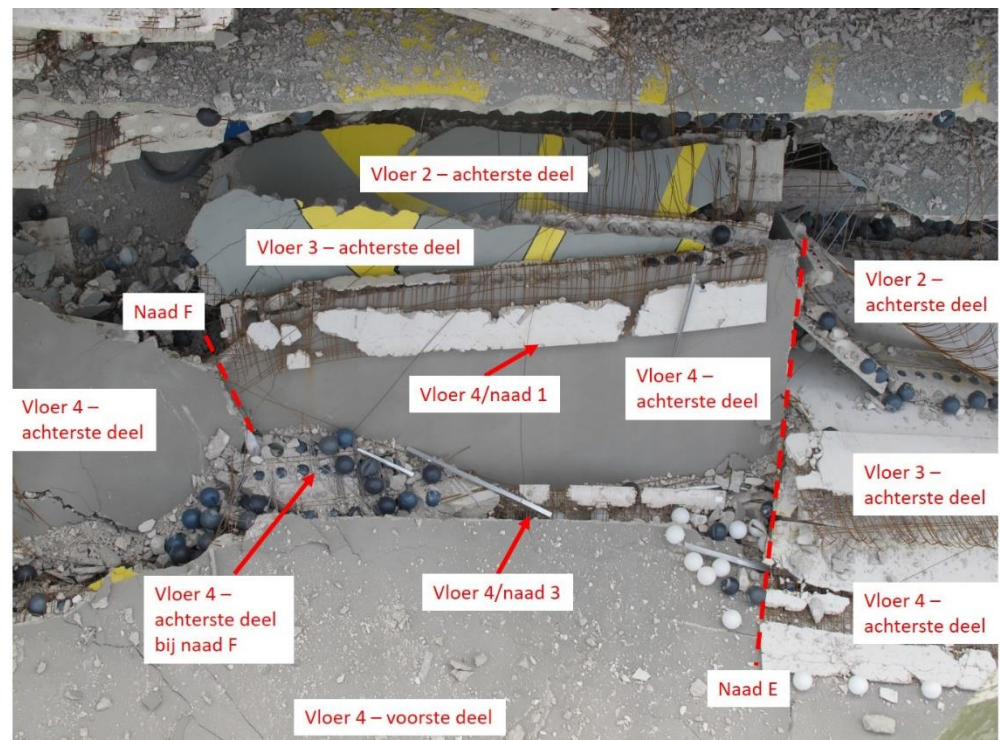


Foto A.26: Overzicht van het ingestorte deel van naad E tot naad F

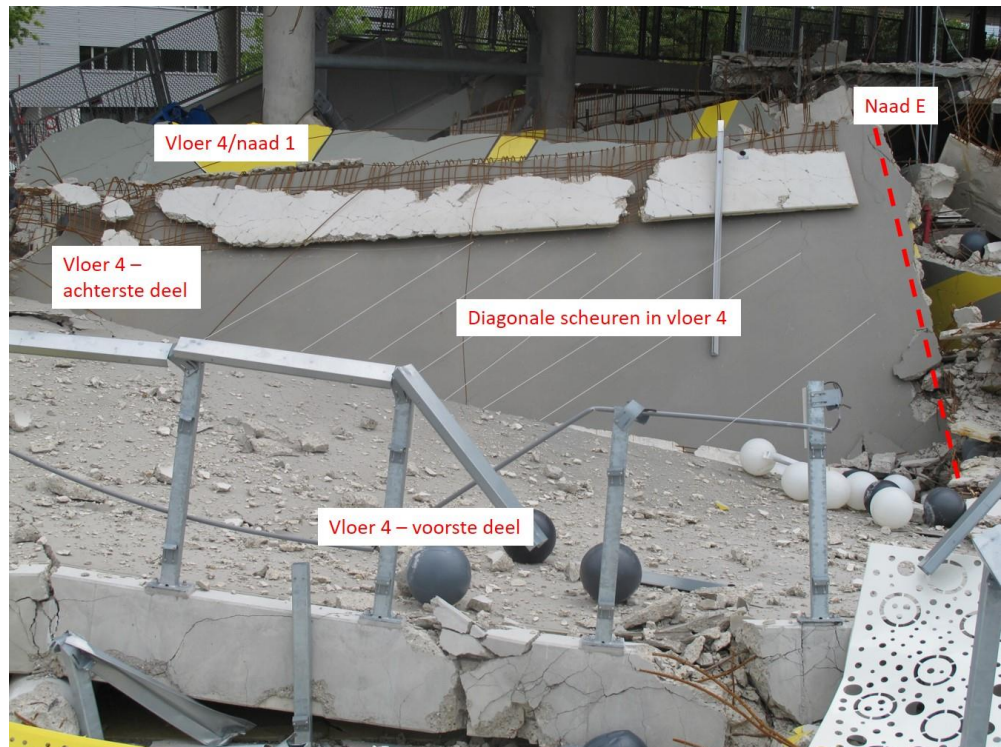


Foto A.27: Detail van het ingestorte deel van naad E tot naad F; diagonale scheuren in het achterste deel schematisch ingetekend

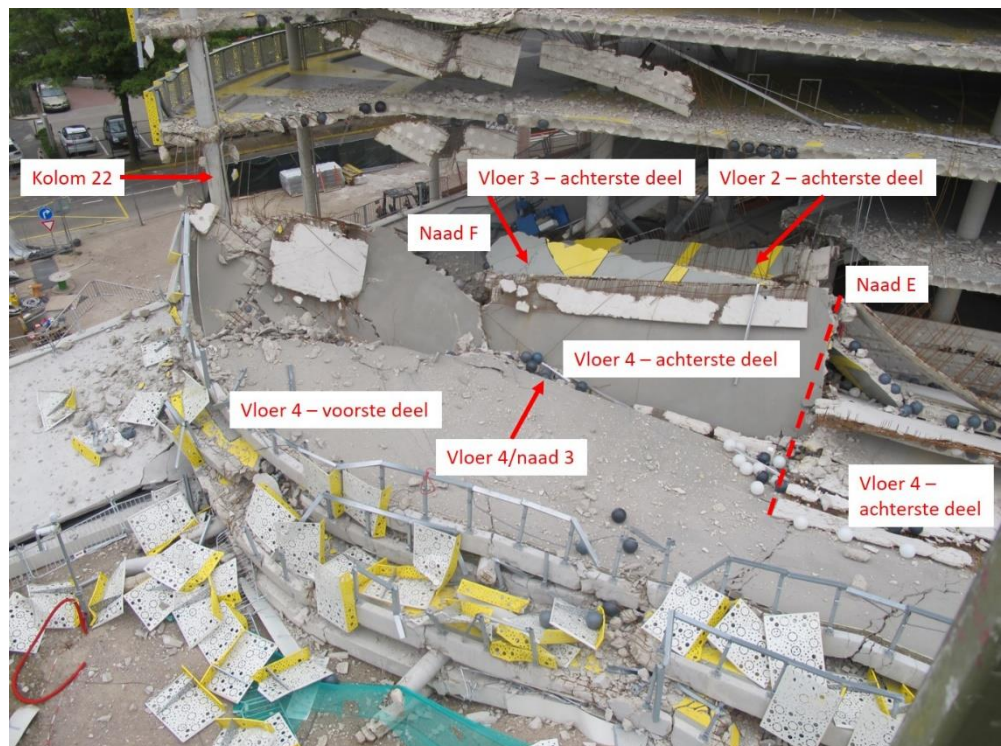


Foto A.28: Overzicht van het ingestorte deel van naad E tot het linker uiteinde

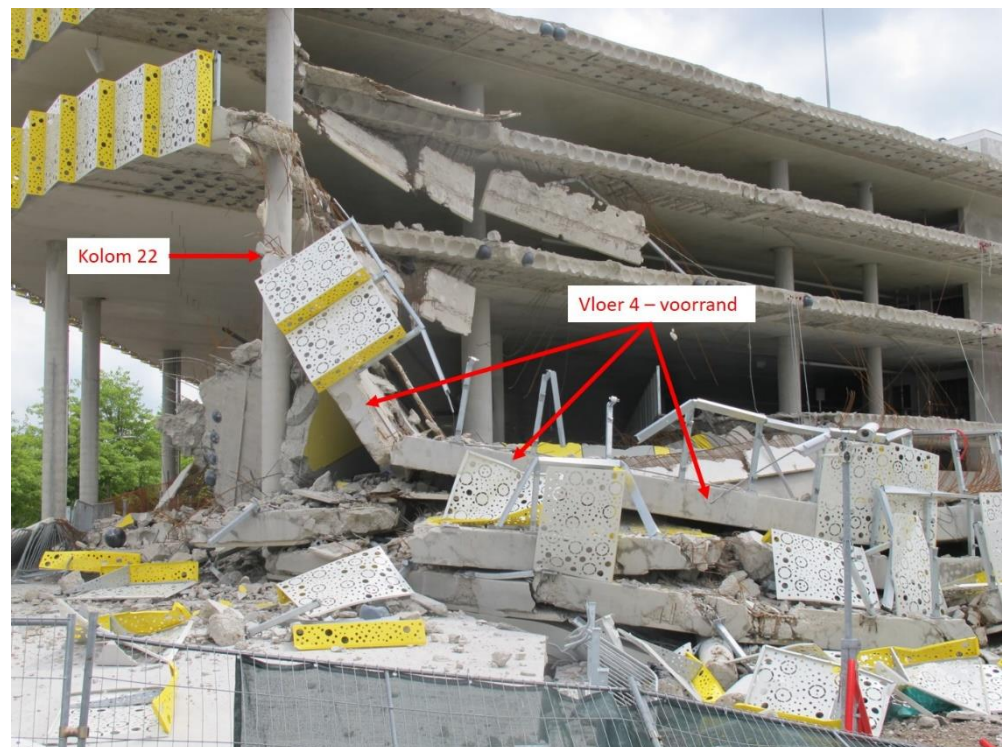


Foto A.29: Overzicht van het ingestorte deel aan het linker uiteinde

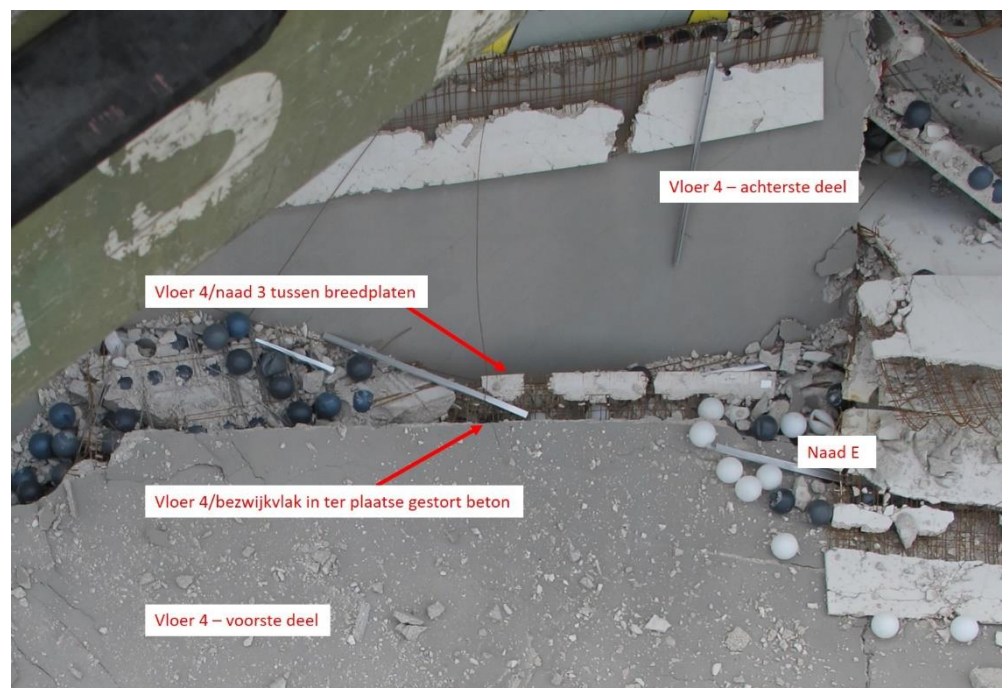


Foto A.30: Vloer 4 – bezwijkvlak nabij naad 3 (tussen naad E en F)

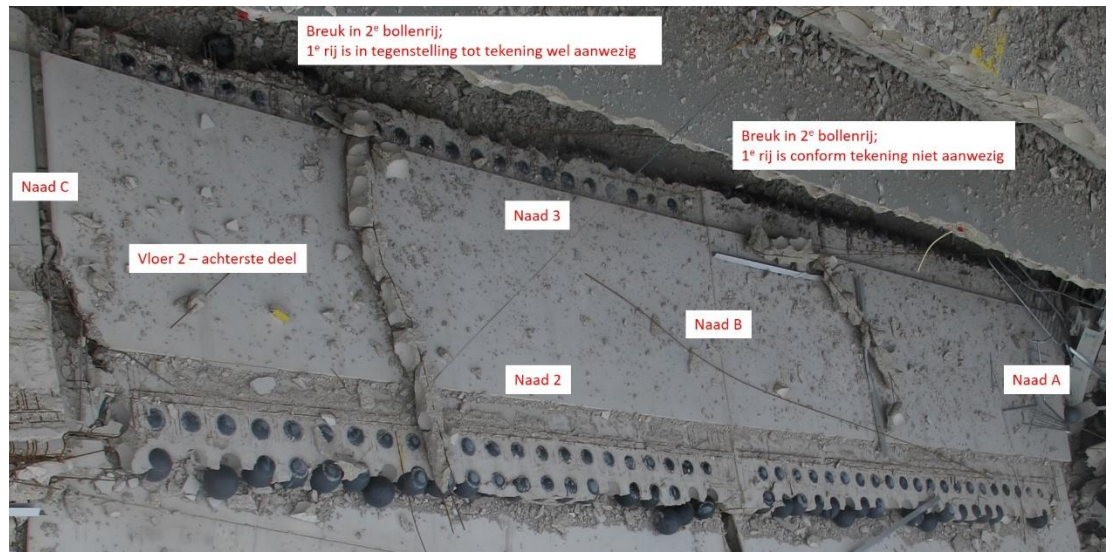


Foto A.31: Vloer 2 – bezwijkvlak nabij naad 3 (tussen naad A en C)

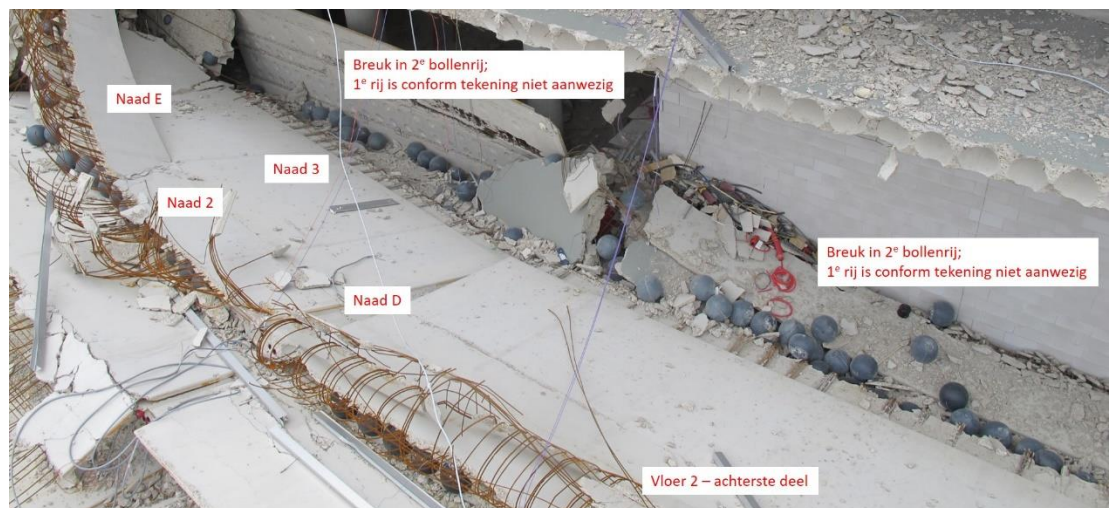


Foto A.32: Vloer 2 – bezwijkvlak nabij naad 3 (tussen naad E en F)

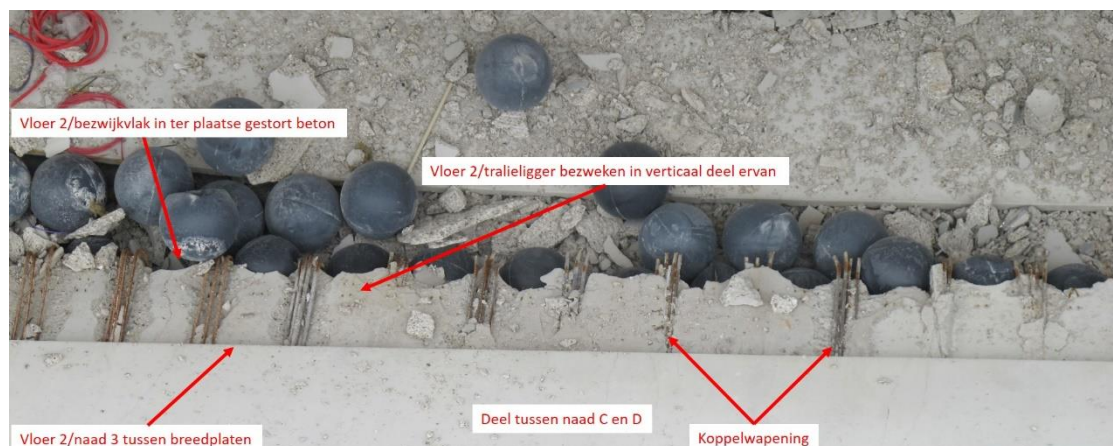


Foto A.33: Vloer 2 – detail van bezwijkvlak nabij naad 3

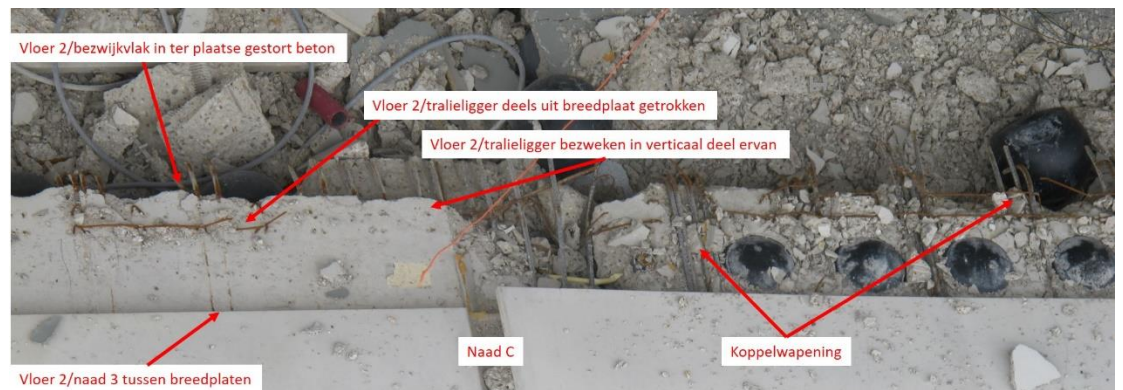


Foto A.34: Vloer 2 – detail van bezwijkvlak nabij naad 3

B Bepaling benodigde lengte koppelstaven

In het onderhavige onderzoek is de benodigde lengte van de koppelstaven volgens NEN-EN 1992-1-1 bepaald. De koppelstaven worden daarbij beschouwd als overlappingslas van de toegepaste wapening in de breedplaat.

Uitgangspunten voor de berekening:

- Beton C35/45
- Betonstaal: B500B

1. Uiterst opneembare schuifspanning conform art. 8.4.2 (2) van NEN-EN 1992-1-1

$$\Rightarrow f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,50 = 3,37 \text{ MPa}$$

Waarin:

$\eta_1 = 1,0$ (aanname dat in de ontwerpberekening [14] uitgegaan is van goede aanhechtingsomstandigheden)

$\eta_2 = 1,0$ (staven kleiner dan 32mm toegepast in dit project)

$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_m = 2,25 / 1,5 = 1,50 \text{ MPa}$

Noot:

Voor η_1 zal verderop worden ingegaan op het effect van directe plaatsing van de koppelstaven op de breedplaat.

2. Basisverankeringslengte conform art. 8.4.3 (2) van NEN-EN 1992-1-1

$$l_{b,reqd} = (\sigma_{sd} / f_{bd}) * (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (\sigma_{sd} / f_{bd}) * (435 / 3,37) = 32,3 * \sigma$$

Waarin:

$\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$

(uitgaande van maximaal benodigde verankeringslengte in de constructie; de werkelijke optredende spanning kan lager zijn en per overlapping verschillen)

3. Overlappingslengte volgens art. 8.7.3 (1) van NEN-EN 1992-1-1

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,reqd} = 1,5 * 32,3 * \sigma = 48,4 * \sigma$$

α_1 t/m $\alpha_5 = 1$ aangenomen.

Noot:

Het positieve effect van een hogere dekking dan de staafdiameter is discutabel daar de staven op een reeds verhard betonoppervlak worden geplaatst. Hiervoor is daarom geen reductie in rekening gebracht.

$\alpha_6 = 1,5$ (100% overlappende staven)

Noot:

Hierbij is niet gekeken naar de voorwaarden voor het mogen toepassen van 100% overlappende staven in een snede.

C *fib* ModelCode 2010

In de *fib* ModelCode 2010 is in 7.3 de volgende hoofdtekst opgenomen aangaande de toetsing van aansluitvlakken van op verschillende tijdstippen gestort beton. De tekst is hier integraal overgenomen (in het Engels).

----- Start ModelCode 2010 tekst -----

7.3.3.6 *Shear at the interface between concrete cast at different times*

In addition to the requirements formulated in subsections 7.3.3.1–7.3.3.5 the shear stress

at the interface between concrete cast at different times should also satisfy the following

condition:

$$\tau_{Edi} \leq \tau_{Rdi} \quad (7.3-48)$$

where τ_{Edi} is the design value of the shear stress in the interface, given by

$$\tau_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z b_i) \quad (7.3-49)$$

where:

β is the ratio of the longitudinal force in the new concrete and the total longitudinal force either in the compression or tension zone, both calculated for the section considered;

z is the inner lever arm of the composed section;

b_i is the width of the interface and V_{Ed} is the shear force on the composed section.

Interface without reinforcement (rigid bond-slip behaviour)

The design limit value τ_{Rdi} for the interface shear in Eq. (7.3-31) follows from:

$$\tau_{Rdi} = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (7.3-50)$$

where:

c_a is the coefficient for the adhesive bond;

μ is the friction coefficient from Table 7.3-2;

σ_n is the (lowest expected) compressive stress resulting from an eventual normal force acting on the interface

The adhesion factor c_a depends on the roughness of the interface (see Table 7.3-1; R_t is derived from the sand patch method).

Table 7.3-1: Coefficients for the adhesive bond resistance

Surface characteristics of interface	c_a
Very rough (including shear keys) $R_f \geq 3.0$ mm	0.5
Rough (strongly roughened surface) $R_f \geq 1.5$ mm	0.40
Smooth (concrete surface without treatment after vibration or slightly roughened when cast against formwork)	0.20
Very smooth (steel, plastic, timber formwork)	0.025

Under fatigue or dynamic loads the values for c_a as found in Table 7.3-1 have to be reduced to 50%.

Interface intersected by dowels or reinforcement

If strong adhesive bond cannot be guaranteed on the site or the design shear resistance provided by adhesive bond from Eq. (7.3-50) is lower than the design shear stress, interface connectors are required and the design limit value τ_{Rdi} follows from:

$$\tau_{Rdi} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot \sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \quad (7.3-51)$$

$$\leq \beta_c \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

where strength values are in N/mm² and:

c_r is the coefficient for aggregate interlock effects at rough interfaces;

κ_1 is the interaction coefficient for tensile force activated in the reinforcement or the dowels;

κ_2 is the interaction coefficient for flexural resistance;

μ is the friction coefficient;

ρ is the reinforcement ratio of the reinforcing steel crossing the interface;

σ_n is the (lowest expected) compressive stress resulting from an eventual normal force acting on the interface;

α is the inclination of the reinforcement crossing the interface (see Figure 7.3-14);

β_c is the coefficient for the strength of the compression strut;

$$\nu = 0.55 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} < 0.55 .$$

The coefficients for different surface roughness in interfaces reinforced with dowels or rebars are given in Table 7.3-2.

Table 7.3-2: Coefficients for different surface roughness

Surface Roughness	c_r	κ_1	κ_2	β_c	μ	
					$f_{ck} \geq 20$	$f_{ck} \geq 35$
Very rough* $R_t \geq 3.0$ mm	0.2	0.5	0.9	0.5	0.8	1.0
Rough $R_t \geq 1.5$ mm	0.1	0.5	0.9	0.5	0.7	
Smooth	0	0.5	1.1	0.4	0.6	
Very smooth	0	0	1.5	0.3	0.5	

* valid also for shear keys

Under fatigue or dynamic loads, the values for τ_{Rdi} according to Eq (7.3-51) have to be reduced to 40%.

----- Eind ModelCode 2010 tekst -----

D Toetsing schuifkracht in sneden

Toetsing Snede 1 en 2 (naad 4 en 3):

De tralieliggers zijn ter plaatse van de voeg op 850 mm van elkaar geplaatst. D.w.z. op 425 mm vanaf de voeg/plaatrand.

Snede 1 (naad 4):

In deze snede is als koppelwapening aanwezig $\varnothing 16-133 + \varnothing 10-400$, d.w.z. 3 $\varnothing 16$ en 1 $\varnothing 10$ per ruimte tussen de bollen. Tevens zijn er in het aansluitvlak in de lengterichting van de staven 2 bollen aanwezig aan één zijde van de koppeling. Deze zijde wordt als maatgevend verondersteld en hier verder uitgewerkt.

De benodigde kenmerken voor de toetsing van deze snede zijn:

- Lengte staven:
 - o $\varnothing 16$: 1550 mm => 775 mm per zijde
 - o $\varnothing 10$: 1150mm => 575 mm per zijde
- Aantal staven:
 - o 3* $\varnothing 16$ + 1* $\varnothing 10$
- Beton
 - o $f_{ck} = 35$ MPa => $f_{ctd} = 1,50$ MPa
 - o $c = 0,2$; $\mu = 0,6$;
 - o $\sigma_n = 0$ MPa
- Wapening tralieliggers:
 - o 4 staven $\varnothing 6$ (50% van 8 staven), $\alpha = 60^\circ$ (inschatting)
 - o B 500B; $f_{yk} = 500$ MPa en $f_{yd} = 435$ MPa
- Effectief gebied voor koppeling:
 - o Lengte = 775 mm (lengte koppelstaaf $\varnothing 16$ mm)
 - o Breedte = 400 mm (hart-op-hart afstand bollen)
 - o Reductie door 2 bollen benodigd.

De tralieligger is op 350mm voor het einde van de $\varnothing 16$ staven gesitueerd. Aangenomen kan worden dat de schuine staven van de tralieligger een bijdrage leveren aan de over te dragen schuifkracht.

$$\rho = \frac{(4 \cdot 28)}{(775 \cdot 400 - 2 \cdot 31102)} = 0,456 \cdot 10^{-3}$$

Over te dragen schuifkracht volgens NEN-EN 1992-1-1.

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot \vartheta \cdot f_{cd}$$

$$v_{Rdi} = 0,2 \cdot 1,5 + 0,2 \cdot 0 + 0,456 \cdot 10^{-3} \cdot 435 (0,6 \sin 60 + \cos 60) = 0,50 \text{ MPa}$$

De op te nemen schuifkracht is zodoende gelijk aan:

$$V_{Rdi} = 0,50 \cdot (775 \cdot 400 - 2 \cdot 31102) = 124 \text{ kN}$$

De in de aanwezige koppelstaven 3 $\varnothing 16$ en 1 $\varnothing 10$ maximaal optredende rekenwaarde van de kracht is:

$$V_{Edi} = (3 \cdot 201 + 79) \cdot 435 = 297 \text{ kN}$$

Dit is dus 2,38 keer de rekenwaarde van de over te dragen kracht in het schuifvlak.

Noot:

Hierbij is er nog geen rekening gehouden met de optredende schuifkrachten vanuit de in de snede aanwezige dwarskracht. In de te beschouwen sneden is de optredende dwarskracht beperkt, waardoor de bijbehorende schuifspanning ook relatief laag is ten opzichte van de optredende schuifspanning door de aanwezige koppelstaven.

Tevens is er geen rekening gehouden met de effecten van optredende kromming in het vlak en de mogelijk ongunstige werking hiervan op de capaciteit.

Snede 2 (naad 3):

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

De benodigde kenmerken voor de toetsing van deze snede zijn:

- Lengte staven:
 - o $\varnothing 16$: 1550 mm => 775 mm per zijde
- Aantal staven:
 - o 4* $\varnothing 16$
- Beton
 - o $f_{ck} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ctd} = 1,50 \text{ MPa}$
 - o $c = 0,2$; $\mu = 0,6$;
 - o $\sigma_n = 0 \text{ MPa}$
- Wapening tralieliggers:
 - o 4 staven $\varnothing 6$ (50% van 8 staven) , $\alpha = 60^\circ$ (inschatting)
 - o B 500B; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ en $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
- Effectief gebied voor koppeling:
 - o Lengte = 775 mm (lengte koppelstaaf $\varnothing 16$ mm)
 - o Breedte = 400 mm (hart-op-hart afstand bollen)
 - o Reductie door 1 bol benodigd.

$$\rho = \frac{(4 \cdot 28)}{(775 \cdot 400 - 31102)} = 0,41 \cdot 10^{-3}$$

Over te dragen schuifkracht volgens NEN-EN 1992-1-1.

$$v_{Rdi} = 0,2 \cdot 1,5 + 0,2 \cdot 0 + 0,41 \cdot 10^{-3} \cdot 435(0,6 \sin 60 + \cos 60) = 0,48 \text{ MPa}$$

De op te nemen schuifkracht is zodoende gelijk aan:

$$V_{Rdi} = 0,48 \cdot (775 \cdot 400 - 1 \cdot 31102) = 134 \text{ kN}$$

De in de aanwezige koppelstaven 4 $\varnothing 16$ maximaal optredende rekenwaarde van de kracht is:

$$V_{Edi} = (4 \cdot 201) \cdot 435 = 350 \text{ kN}$$

Dit is dus 2,61 keer de rekenwaarde van de over te dragen kracht in het schuifvlak.

Snede 3:

In deze snede is als koppelwapening aanwezig $\varnothing 12-143$, d.w.z. 3 $\varnothing 12$ per ruimte tussen de bollen. Tevens is er in het aansluitvlak in de lengterichting van de staven 1 bol deels aanwezig aan beide zijden van de koppeling.

De lengten van de staven is 625mm per zijde, de eerste bol is geplaatst op 445 mm + (360-288)/2 = 481 mm. => De staaf loopt tot het midden van een bol. De reductie in het aanhechtvlak is zodoende gelijk aan 0,5 bol.

De benodigde kenmerken voor de toetsing van deze snede zijn:

- Lengte staven:
 - o $\varnothing 12$: 1250 mm => 625 mm per zijde
- Aantal staven:
 - o 3* $\varnothing 12$
- Beton
 - o $f_{ck} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ctd} = 1,50 \text{ MPa}$
 - o $c = 0,2$; $\mu = 0,6$;
 - o $\sigma_n = 0 \text{ MPa}$
- Wapening tralieliggers:
 - o 4 staven $\varnothing 6$ (50% van 8 staven), $\alpha = 80^\circ$ (inschatting)
 - o B 500B; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ en $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
- Effectief gebied voor koppeling:
 - o Lengte = 625 mm (lengte koppelstaaf $\varnothing 16 \text{ mm}$)
 - o Breedte = 450 mm (hart-op-hart afstand bollen)
 - o Reductie door 1/2 bol benodigd.

$$\rho = \frac{(4 \cdot 28)}{(775 \cdot 450 - 0,5 \cdot 31102)} = 0,43 \cdot 10^{-3}$$

Over te dragen schuifkracht volgens NEN-EN 1992-1-1.

$$v_{Rdi} = 0,2 \cdot 1,5 + 0,2 \cdot 0 + 0,43 \cdot 10^{-3} \cdot 435(0,6 \sin 80 + \cos 80) = 0,49 \text{ MPa}$$

De op te nemen schuifkracht is zodoende gelijk aan:

$$V_{Rdi} = 0,49 \cdot (625 \cdot 450 - 0,5 \cdot 31102) = 130 \text{ kN}$$

De in de aanwezige koppelstaven 3 $\varnothing 12$ maximaal optredende rekenwaarde van de kracht is:

$$V_{Edi} = (3 \cdot 113) \cdot 435 = 148 \text{ kN}$$

Dit is dus 1,14 maal de rekenwaarde van de over te dragen kracht in het schuifvlak en voldoet daarmee.

Noot:

Hierbij is er rekening gehouden met 8 staven vanuit de tralieligger. In vele gevallen zullen dit er 10 zijn maar dit was niet met zekerheid voor alle sneden vast te stellen. De capaciteit neemt dan iets toe maar voldoet ook dan niet.

Snede 4:

In deze snede is als koppelwapening aanwezig $\varnothing 12$ -143, d.w.z. 3 $\varnothing 12$ per ruimte tussen de bollen. Tevens is er in het aansluitvlak in de lengterichting van de staven 1 bol deels aanwezig aan beide zijden van de koppeling.

De lengten van de staven is 625mm per zijde, de eerste bol is geplaatst op 445 mm + (360-288)/2 = 481 mm. => De staaf loopt tot het midden van een bol. De reductie in het aanhechtvlak is zodoende gelijk aan 0,5 bol.

In tegenstelling tot snede 3 is er in de buurt van de koppelstaven hier geen tralieligger aanwezig, de bijdrage hiervan in de op te nemen schuifspanning is zodoende niet in rekening te brengen.

De benodigde kenmerken voor de toetsing van deze snede zijn:

- Lengte staven:
 - o $\varnothing 12$: 1250 mm => 625 mm per zijde
- Aantal staven:
 - o 3* $\varnothing 12$
- Beton
 - o $f_{ck} = 35$ MPa => $f_{ctd} = 1,50$ MPa
 - o $c = 0,2$; $\mu = 0,6$;
 - o $\sigma_n = 0$ MPa
- Wapening tralieliggers:
 - o 0 staven $\varnothing 6$, $\alpha = 80^\circ$ (inschatting)
 - o B 500B; $f_{yk} = 500$ MPa en $f_{yd} = 435$ MPa
- Effectief gebied voor koppeling:
 - o Lengte = 625 mm (lengte koppelstaaf $\varnothing 16$ mm)
 - o Breedte = 400 mm (hart-op-hart afstand bollen)
 - o Reductie door 1/2 bol benodigd.

Over te dragen schuifkracht volgens NEN-EN 1992-1-1.

$$v_{Rdi} = 0,2 \cdot 1,5 = 0,30 \text{ MPa}$$

De op te nemen schuifkracht is zodoende gelijk aan:

$$V_{Rdi} = 0,30 \cdot (625 \cdot 450 - 0,5 \cdot 31102) = 80 \text{ kN}$$

De in de aanwezige koppelstaven 3 $\varnothing 12$ maximaal optredende rekenwaarde van de kracht is:

$$V_{Edi} = (3 \cdot 113) \cdot 435 = 148 \text{ kN}$$

Dit is dus gelijk aan 1,85*de rekenwaarde van de over te dragen kracht in het schuifvlak.

E Correspondentie met Prof. Randl

Dieteren, G.G.A. (Gerrie)

Van: Randl Norbert <N.Randl@fh-kaernten.at>
Verzonden: vrijdag 11 augustus 2017 17:12
Aan: Dieteren, G.G.A. (Gerrie)
Onderwerp: AW: Some questions with respect to the prediction of interface shear transfer capacity

Dear Gerrie,

Due to a busy week and upcoming vacation I try to answer shortly:

- Surface of precast slab: without having seen the surface, I would from the distance assume "smooth" to be adequate (if not maybe even "very smooth" or something in between)
- the actual friction coefficient is probably around 0,5-0,7 (we recently did friction tests with NSC on precast UHPC elements with untreated surface, and without any roughening / profiling the coefficient was around 0,5-0,7), but as you say there is no normal force on the interface so it's not so relevant
- c_s : as you correctly state the cleaning has an effect; in case cleaning can be assumed I would guess that a mean value of c_s between 0,2 and 0,3 is to be expected; and f_{ct} around 3 to 4 MPa; so adhesive bond could reach values roughly between 0,5 and somewhat above 1,0 MPa, maybe you vary this parameter with respect to uncertainties concerning cleaning between 0,5 and 1,5 MPa (tensile pull off-tests on site acc. to ASTM C1583 could give some feeling about the actual quality of interface bond)
- non-rigid behavior: I would for inclined lattice girders in this case (estimating the actual ultimate capacity) maybe not calculate with the dowel action effect which is actually derived from transverse bars perpendicular to the interface, but rather check the inclined steel tensile force (with yield strength) and consider the resisting force parallel to the interface (but only the legs with the inclination so that they are stressed in tension)
- personally (without having seen the surface) I would not take into account aggregate interlocking effect

Actually it's rather difficult to judge from the distance, but I hope this nevertheless helps a little bit.

Don't hesitate to contact me mid of September when I'm back from vacation,

Best regards and greetings from Austria,

Norbert

Norbert Randl, Prof.(FH) DI Dr.
Fachgebiet Massiv- und Stahlbau
Fachhochschule Kärnten
Carinthia University of Applied Sciences
Villacher Strasse 1, A-9800 Spittal/Drau
Tel.: +43 (0) 5 90500 1112
Email: n.randl@fh-kaernten.at
Internet: www.fh-kaernten.at

Von: Dieteren, G.G.A. (Gerrie) [<mailto:gerrie.dieteren@tno.nl>]

Gesendet: Donnerstag, 3. August 2017 13:54

An: Randl Norbert

Cc: Borsje, H. (Huibert)

Betreff: Some questions with respect to the prediction of interface shear transfer capacity

Dear Norbert

At the moment at TNO we are investigating a collapse of a concrete structure.

The structure is made out of prefabricated concrete slabs with a cast in situ layer on top of this. To make the composite slab work as a solid structure ofcourse the interface connection is of interest.

For this interface shear transfer capacity we want to estimate the actual capacity as good as possible. So we want to adjust the design regulations. With respect to this I have some questions which we hope you can help us further.

The prefabricated slabs are casted with a self compacting concrete:

- C45/55
- Cement CEM 52,5 R, CEM III/B 42,5 N-LH/SR and limestone (C45/44)
- Aggregate: Sand D max 4mm, gravel (04-16 mm)
- Plasticizer Pantarhit 175

The insitu concrete is a normal C35/45

Questions:

If we use the ModelCode 2010 approach and want to update this for the situation studied, taking into account the fact that we do not want to design the structure but want to clarify the possible causes of the collapse the following questions arise:

Rigid bond slip behavior

- Surface characteristics

The concrete surface is without treatment, normally this would be classified as "Smooth" but the applied concrete is self compacting concrete. Which surface classification should be applied for this case. Or should for self compacting concrete an additional surface category be defined?

- Mean value of the interface shear transfer capacity

Which values of c_s and f_{ct} should be applied to predict the actual behavior as good as possible?

We do not know whether the surface on site is cleaned before casting etc. so maybe we should apply several values to determine the possible consequences of different treatment of the casting surface.

Non rigid bond-slip behavior

Which parameters of the expression given below have to be adjusted to determine the average value of the interface capacity when intersected by lattice girders as dowels.

$$\tau_{Rd,i} = c_r \cdot f_{ck}^{1,3} + \mu \cdot \sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f} \\ \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cd}$$

- We do not have a normal force acting on the surface ($\sigma_n=0$).
- May for self compacting concrete a contribution due to aggregate interlock be taken into account?

I hope you can help us to find the answers to the above mentioned questions. Probably there is no straight forward answer to all the questions but we would also be helped a lot if you can give a range for possible values to apply for certain parameters.

If you need more information please let me know.

Kind regards

Gerrie Dieteren

Ir. G.G.A. (Gerrie) Dieteren
Senior Scientific Specialist
Structural Reliability

T +31 (0)88 866 32 64
M +31 (0)61 170 05 43
E gerrie.dieteren@tno.nl

Location

TNO innovation
for life

This message may contain information that is not intended for you. If you are not the addressee or if this message was sent to you by mistake, you are requested to inform the sender and delete the message. TNO accepts no liability for the content of this e-mail, for the manner in which you use it and for damage of any kind resulting from the risks inherent to the electronic transmission of messages.