
Rijnkade Arnhem

Nadere Veiligheidsanalyse

8 maart 2017

Verantwoording

Titel	Rijnkade Arnhem
Opdrachtgever	Waterschap Rijn en IJssel
Projectleider	Nander van der Plicht
Auteur(s)	Nander van der Plicht, Bart Bruntink en Lisa de Gee
Projectnummer	1241737
Aantal pagina's	40 (exclusief bijlagen)
Datum	8 maart 2017
Handtekening	Ontbreekt in verband met digitale verwerking Dit rapport is aantoonbaar vrijgegeven

Colofon

Tauw bv
BU Water & Ruimtelijke Kwaliteit
Handelskade 37
Postbus 133
7400 AC Deventer
Telefoon +31 57 06 99 91 1

Dit document is eigendom van de opdrachtgever en mag door hem worden gebruikt voor het doel waarvoor het is vervaardigd met inachtneming van de rechten die voortvloeien uit de wetgeving op het gebied van het intellectuele eigendom. De auteursrechten van dit document blijven berusten bij Tauw. Kwaliteit en verbetering van product en proces hebben bij Tauw hoge prioriteit. Tauw hanteert daartoe een managementsysteem dat is gecertificeerd dan wel geaccrediteerd volgens:

- NEN-EN-ISO 9001

Inhoud

Verantwoording en colofon	3
1 Inleiding.....	7
1.1 Projectgebied	7
1.2 Doel	8
1.3 Leeswijzer	8
2 Uitgangspunten	8
2.1 Leidraden, normen en handreikingen.....	8
2.2 Tekeningen, rapporten, berekeningen	9
2.3 Norm dijktraject	9
2.4 Hydraulische randvoordaarden	10
2.4.1 Randvoorwaardepunten	10
2.4.2 Afvoerstatistiek en onzekerheidstoelag	11
2.4.3 MHW	11
2.4.4 Golfrandvoorwaarden beoordeling bekleding.....	12
3 Opbouw kade.....	13
4 Beoordeling hoogte	18
4.1 Bepaling faalkans-eis OI2014	18
4.2 Bepaling Hydraulisch Belasting Niveau.....	19
5 Beoordeling bekleding hoge keermuur.....	22
5.1 Opbouw bekleding.....	22
5.2 Beoordeling sterkte	22
5.2.1 Inleiding	22
5.2.2 Toplaaginstabiliteit onder golfaanval	22
5.2.3 Toplaagstabiliteit onder langsstroming.....	24
5.2.4 Erosie onderlagen	26
5.3 Samenvatting beoordeling bekleding	27
6 Keerwand Roermondsplein en Rijnkade: beoordeling macrostabiliteit kade (STBU) en draagkracht keerwand	28
6.1 Gehanteerde uitgangspunten	28
6.2 Berekeningsresultaten.....	35

6.3	Conclusie.....	36
7	Samenvatting	37
7.1	Hoogte kade	37
7.2	Basalt bekleding	38
7.3	Stabiliteit en draagkracht en sterkte keermuur	38
7.4	Overige faalmechanismen.....	39
7.5	Samenhang faalmechanismen	39

Bijlage(n)

- 1 Locatie type constructies Rijnkade, incl. oordeel 3e toetsronde

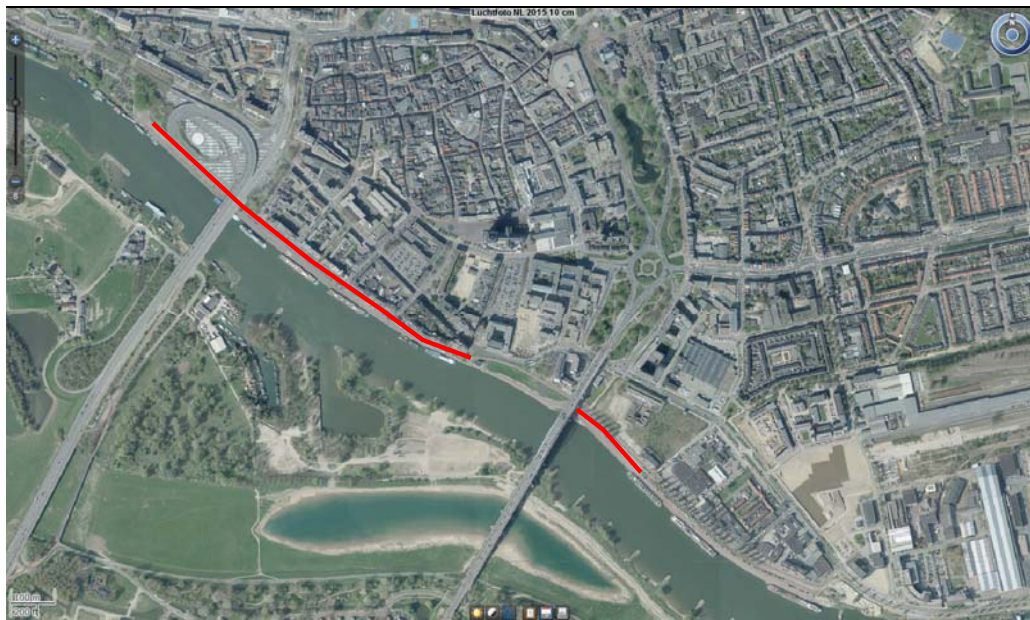
1 Inleiding

De Rijnkade in Arnhem is in de derde toetsronde [12] afgekeurd op het faalmechanisme Macrostabieliteit Buitenwaarts. De kade is daarom aangemeld bij het Hoogwaterbeschermingsprogramma en staat op de nominatie om verbeterd te worden.

Waterschap Rijn en IJssel heeft Tauw opdracht gegeven om een Nadere Veiligheidsanalyse uit te voeren. Deze rapportage beschrijft de uitkomsten van deze nadere analyse.

1.1 Projectgebied

Het projectgebied loopt globaal vanaf dp11+20 tot en met dp24+10. Tussen dp20+20 en dp22+50 is een groene kade aanwezig. Dit tussenliggende deel is geen onderdeel van de Nadere Veiligheidsanalyse. Zie figuur 1.1 de rode lijn voor specifieke traject. Het projectgebied heeft een lengte van circa 1,2 km.



Figuur 1.1 Locatie projectgebied

1.2 Doel

Door mogelijke meekoppelkansen vanuit de gemeente Arnhem is het dijkverbeteringsproject naar voren gehaald in de planning. Een van de stappen in het verbetertraject is het uitvoeren van een Nadere Veiligheidsanalyse (NVA). Deze NVA is, naast het verfijnen van het toetsresultaat, bedoeld om inzicht te krijgen wat het effect is van de nieuwe norm, die in 2017 van kracht wordt, en de nieuwe ontwerp- en beoordelingsregels op de verbeteropgave.

1.3 Leeswijzer

De uitgangspunten, waaronder de hydraulische randvoorwaarden, die gebruikt zijn binnen deze NVA zijn beschreven in hoofdstuk 2. Hoofdstuk 3 beschrijft de twee typen kadeconstructies binnen het traject.

Vanaf hoofdstuk 4 worden de verschillende faalmechanismen (hoogte, bekleding en stabiliteit) beoordeeld:

- Hoofdstuk 4 geeft de beoordeling van de hoogte van de bestaande kade. Hierbij wordt er berekend hoeveel water er over de kade slaat en wordt beoordeeld of dit overslaande volume water problemen in Arnhem geeft
- De bekleding is in de derde toetsronde niet beoordeeld. Deze beoordeling is binnen deze NVA wel uitgevoerd en wordt in hoofdstuk 5 beschreven
- In hoofdstuk 6 worden de uitgangspunten van de stabiliteitsberekeningen uit de derde toetsronde geanalyseerd met het beschikbare grondonderzoek, de ontwerptekeningen en overige beschikbare onderzoeksresultaten. Hierbij worden aanbevelingen gegeven voor optimalisatie van de berekeningen en aandachtspunten richting het ontwerp/renovatie van de Rijnkade

Tot slot beschrijft hoofdstuk 7 de samenhang tussen de verschillende faalmechanismen. Daarnaast is een samenvatting opgenomen van bij welk deel van de kade een onveilige situatie op kan treden.

2 Uitgangspunten

2.1 Leidraden, normen en handreikingen

Bij de uitvoering van de NVA zijn de onderstaande leidraden, normen en handreikingen als vigerend aangehouden. Hierbij is peildatum september 2016 aangehouden. Wijzigingen in deze documenten die lopende het project beschikbaar zijn gekomen (zoals onder andere het

OI2014v4), zijn niet meegenomen in de beoordeling. In een volgende fase van de verkenning worden de dan geldende laatste inzichten verwerkt.

1. Achtergrondrapport Ontwerpinstrumentarium OI2014v3, Rijkswaterstaat, december 2015
2. Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden OI2014v3 voor HWBP projecten, Rijkswaterstaat, 2015
3. Technisch Rapport Steenzettingen, TAW, 2003
4. Technisch Rapport asfalt voor Waterkeren, TAW, 2002
5. Voorschrift toetsen op veiligheid Primaire Waterkeringen, Rijkswaterstaat, 2007
6. Leidraad Kunstwerken, TAW, 2003
7. Memo Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden voor Grebbedijk en Rijnkade Arnhem, Deltares, 26 april 2016
8. NEN9997-1:2016 nl - Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels, 2016
9. STOWA 2000-04 Bomen op en nabij boezemkaden, hoofdrapport, 4 augustus 2000
10. CUR-Aanbeveling 77:2014 Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren, 10 april 2014

2.2 Tekeningen, rapporten, berekeningen

Onderstaande rapporten en gegevens zijn onderdeel van deze NVA:

11. Dijkkring 47: stabiliteitsonderzoek Rijnkade te Arnhem, Grontmij, 2005
12. Derde Toetsing Dijkkring 47, Harde Kaden Centrum Arnhem, Arcadis, 1 juli 2010
13. Situatie en doorsnedetekeningen Rijnkade Arnhem, 1972
14. Peilbuismetingen DINO-loket
15. Hoogtemeting Rijnkade, datum onbekend
16. Grondonderzoek 'Toetsing Rijnkade Arnhem' uitgevoerd door Geodelft 2001, opdrachtnummer CO-400470-300
17. Grondonderzoek 'Toetsing primaire waterkering Rijnkade te Arnhem' uitgevoerd door Fugro 2005, opdrachtnummer 6005-0515-000
18. Grondonderzoek 'Boterdijk te Arnhem' uitgevoerd door Lankelma 2008, werknummer 29143
19. Verlengde derde toetsing dijkkring 47 t/m 51, Waterschap Rijn en IJssel in combinatie met Arcadis, 4 juni 2013

2.3 Norm dijktraject

De Rijnkade van Arnhem ligt binnen normtraject 47-1. Voor dit normtraject wordt de signaalwaarde vastgesteld op 1/3.000 per jaar. De maximaal toelaatbare kans waarbij de hydraulische randvoorwaarden bepaald worden ligt een normklasse lager; 1/1.000 per jaar.

2.4 Hydraulische randvoorwaarden

Bij het bepalen van de hydraulische belastingen voor de Rijnkade te Arnhem wordt gebruik gemaakt van de uitgangspunten zoals vermeld in het Ontwerp Instrumentarium (OI2014v3, [2]).

2.4.1 Randvoorwaardepunten

Met het Hydra-Zoet rekenmodel (versie 1.6.3) zijn de hydraulische randvoorwaarden bepaald met de volgende databases:

- DPa_Riv_Rijn_oever_2015_ref_S10_DM1p1p12_v01
- DPa_Riv_Rijn_oever_2050_W_S14_DM1p1p12_v01
- DPa_Riv_Rijn_oever_2100_W_S15_DM1p1p12_v01

Het betreft twee randvoorwaardepunten:

1. Dkr 47 Nederrijn km 882-883 Loc 10_190969_443184
2. Dkr 47 Nederrijn km 883-884 Loc 10_190144_443726

Figuur 2.1 geeft de ligging van deze twee randvoorwaarden weer.



Figuur 2.1 Ligging randvoorwaardenpunten

Voor het zichtjaar wordt het jaar 2023 gehanteerd (einde periode eerste wettelijke beoordelingsronde).

2.4.2 Afvoerstatistiek en onzekerheidstoeslag

De volgende uitgangspunten worden gehanteerd bij de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden:

- De GRADE-afvoerstatistiek bij het klimaatscenario Warm+ wordt toegepast in Hydra-Zoet, afgetopt op 18.000 m³/s [2, 7]
- Bepaling waterstanden en golfrandvoorwaarden bij zichtjaren 2015 en 2050
- Bij de bepaalde waterstand uit Hydra-zoet wordt een onzekerheidstoeslag van 30 cm opgeteld [2]
- Uit een studie van Deltares [7] blijkt dat er bij een afvoer groter dan 17.000 m³/s bij Lobith binnen het rekenmodel te veel water richting de Neder-Rijn en Lek wordt gestuurd en bij een afvoer kleiner dan 17.000 m³/s te weinig water. Dit scenario heeft de naam 'Lek Ontzien' gekregen. Naast het toepassen van de onzekerheidstoeslag [2] wordt daarom een correctie meegenomen voor het scenario 'Lek Ontzien' [7]

Werkwijze correctie scenario 'Lek Ontzien'

Op de volgende wijze, conform [7], wordt de correctie voor Lek Ontzien afgeleid:

- MHW en/of HBN bepalen conform werkwijze OI2014v3
- Vaststellen wat de afvoer in het illustratiepunt is
- Middels lineaire interpolatie naar het zichtjaar en de gevonden afvoer de correctie voor Lek Ontzien bepalen op basis van onderstaande tabel
- Middels lineaire interpolatie tussen de zichtjaren 2015 en 2050 worden de hydraulische randvoorwaarden voor het zichtjaar 2023 gevonden

Tabel 2.1 Correctie waterstand in [m] voor Lek Ontzien

	Afvoer Lobith in m ³ /s					
Zichtjaar	<16.000	16.000	16.500	17.000	18.000	20.000
2015	0,00	0,02	0,01	0,01	-0,01	-0,43
2050	0,00	0,20	0,10	0,01	-0,01	-0,18
2100	0,00	0,29	0,18	0,08	0,00	-0,11

2.4.3 MHW

Voor de stabiliteitsmechanismen wordt het maatgevend hoogwater bepaald. In tabel 2.2 zijn voor de zichtjaren 2015 en 2050 de maatgevende hoogwaterstanden bepaald. Hierin is te zien dat voor een norm gelijk aan de maximaal toelaatbare kans (1/1.000 per jaar) geen correctie voor Lek Ontzien hoeft worden toegepast. In tabel 2.3 is de interpolatie naar het zichtjaar 2023 gegeven.

Tabel 2.2 Maatgevend hoogwater voor zichtjaar 2015, 2050 en ontwerppeil 2100

Uitvoerlocatie	Zichtjaar	Kans	MHW	q	cor Lek Ontz	MHW_cor	MHW_cor+0,3m
		per jaar	m+NAP	m3/s	m	m+NAP	m+NAP
Nederrijn km 882-883	2015	1/1.000	13,69	14830	0,00	13,69	13,99
	2015	1/3.000	13,82	15523	0,00	13,82	14,12
	2050	1/1.000	13,66	15794	0,00	13,66	13,96
	2050	1/3.000	13,81	16540	0,10	13,91	14,21
	2100	1/1.000	13,91	17952	-0,01	13,90	14,20
	2100	1/3.000	13,91	17968	-0,01	13,90	14,20
Nederrijn km 883-884	2015	1/1.000	13,44	14833	0,00	13,44	13,74
	2015	1/3.000	13,56	15526	0,00	13,56	13,86
	2050	1/1.000	13,41	15798	0,00	13,41	13,71
	2050	1/3.000	13,55	16529	0,10	13,65	13,95
	2100	1/1.000	13,65	17977	-0,01	13,64	13,94
	2100	1/3.000	13,65	17993	-0,01	13,64	13,94

Tabel 2.3 Maatgevend hoogwater voor zichtjaar 2023 en ontwerppeil 2100

Uitvoerlocatie	Zichtjaar	Kans	MHW
		per jaar	m+NAP
Nederrijn km 882-883	2023	1/1.000	13,98
	2023	1/3.000	14,14
	2100	1/1.000	14,20
Nederrijn km 883-884	2023	1/1.000	13,73
	2023	1/3.000	13,88
	2100	1/1.000	13,94

2.4.4 Golfrandvoorwaarden beoordeling bekleding

De volgende golfrandvoorwaarden worden berekend. Bij verschillende waterstanden, met stappen van 0,5 m, zijn de golfhoogte en piekperiode bepaald.

Tabel 2.4 Golfrandvoorwaarden

2015	h	Hs,teen	Tp,teen
	m+NAP	m	sec
Nederrijn km 882-883	10,5	0,66	3,1
	11	0,72	3,2
	11,5	0,61	2,9
	12	0,6	2,9
	12,5	0,57	2,8
	13	0,52	2,7
	13,5	0,35	2,3
	14	geen berekening, peil boven MHW	
	14,5	geen berekening, peil boven MHW	
	14,6	geen berekening, peil boven MHW	
Nederrijn km 883-884	10,5	0,98	3,6
	11	0,99	3,6
	11,5	0,74	3,2
	12	0,73	3,3
	12,5	0,71	3,2
	13	0,6	3
	13,5	geen berekening, peil boven MHW	
	14	geen berekening, peil boven MHW	
	14,5	geen berekening, peil boven MHW	
	14,6	geen berekening, peil boven MHW	

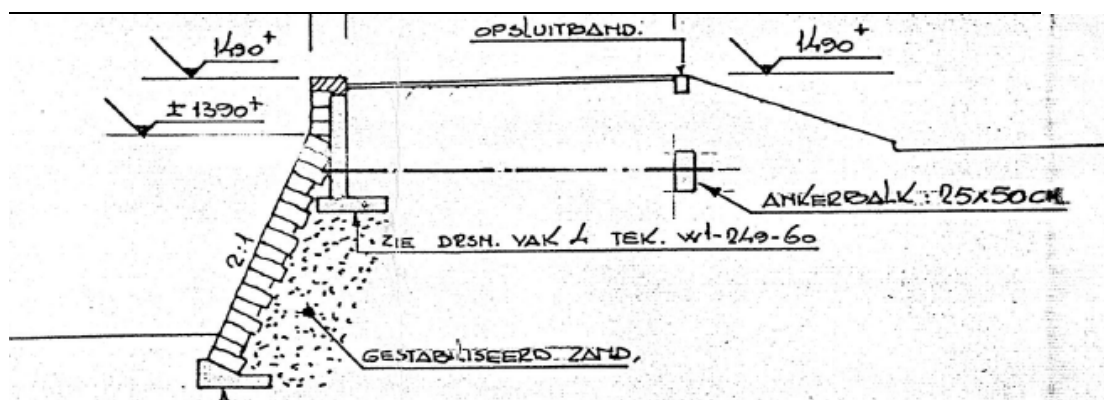
3 Opbouw kade

De Rijnkade bestaat uit een lage en een hoge kade. De lage kade bestaat uit een stalen damwand, waaraan schepen kunnen afmeren. Op de lage kade is ook parkeermogelijkheid. De lage kade bestaat uit een stalen damwand die in 2012 is vernieuwd en ontworpen volgens de toen geldende eisen.

De hoge kade bestaat uit een aantal verschillende typen constructies. Het overgrote deel is onder te verdelen in twee verschillende typen. Zie ook tekeningen uit [13] en bijlage 1.

Ter plaatse van de op- en afritten is de kade hoger: circa 14,90 m+NAP.

Een korte betonnen keermuur gefundeerd op een gestabiliseerd zandbed, waarbij het buitentalud is bekleed met basaltblokken. Volgens de tekeningen [13] is alleen ter plaatse van de op- en afritten een ankerschot aanwezig¹. Zie ook uitsnede in onderstaande figuur. De taludhelling is 2:1. De figuur geeft ook aan dat de bekleding op een gestabiliseerd zandbed ligt. Uit onderzoek [11] blijkt echter dat dit gestabiliseerde zandbed alleen aanwezig is onder de keermuur. Het zand direct onder de bekleding is niet gestabiliseerd.



Figuur 3.1 Principedetail met korte keermuur ter plaatse van op- en afritten

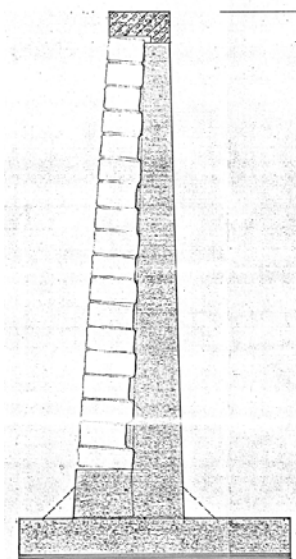
¹ In [12] wordt de aanname gedaan dat het ankerschot ook op de overige locaties aanwezig is. Dit omdat de kade anders al gefaald zou moeten zijn. Een reactie op deze onderbouwing is verwoord in paragraaf 6.1



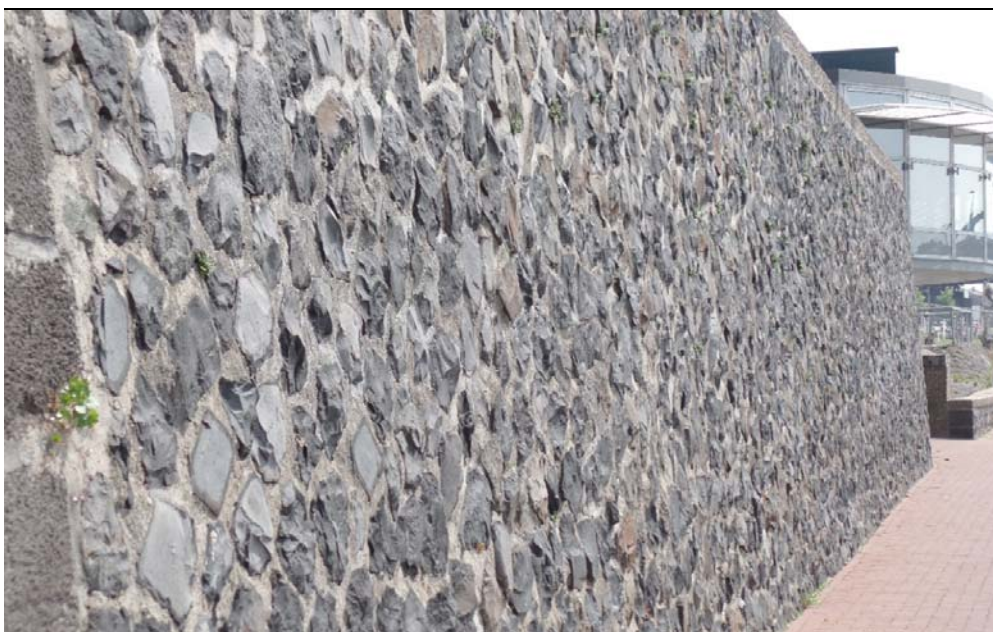
Figuur 3.2 Rijnkade type 1

Type 2 – waterkering: hoge betonnen keermuur

Een hoge betonnen keermuur die de volledige grondkering verzorgt. Aan de buitenzijde zijn basaltblokken tegen het beton geplakt. Deze basaltblokken zijn cosmetisch en hebben geen sterktefunctie. Het talud bestaat hier uit een, nagenoeg, rechte wand. Ten westen van de Nelson Mandelabrug bestaat de bekleding niet uit basaltblokken, maar uit bakstenen.



Figuur 3.3 Principedetail met hoge keermuur

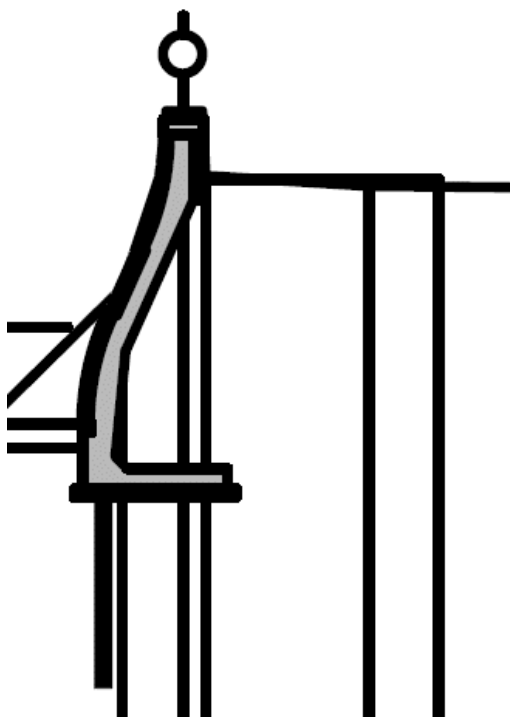


Figuur 3.4 Rijnkade type 2 (nabij Humpfrys)

Kenmerk R001-1241737NPL-wga-V04-NL

Type 3 – waterkering: hoge betonnen keermuur Roermondsplein

Een hoge betonnen keermuur die de volledige grondkering verzorgt. Aan de buitenzijde zijn bakstenen tegen het beton geplakt. Deze basaltblokken zijn cosmetisch en hebben geen sterktefunctie. Het talud bestaat hier uit een, nagenoeg, rechte wand.



Figuur 3.5 Principedetail met hoge betonnen keermuur bij Roermondsplein



Figuur 3.6 Rijnkade type 3 bij Roermondsplein met gemetselde bekleding

4 Beoordeling hoogte

Met de uitgangspunten en beschreven werkwijze in hoofdstuk 2 wordt de hoogte van de kade vergeleken met de berekende hydraulische belasting niveaus (HBN) bij overslagdebieten van 1 l/s/m, 5 l/s/m en 10 l/s/m.

4.1 Bepaling faalkans-eis OI2014

Binnen de systematiek van het OI2014v3 wordt een faalkansbegroting gebruikt om de overstromingskansnorm over de verschillende faalmechanismen te verdelen. De faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld wordt als volgt bepaald:

$$P_{eis,dsn,FM} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$

Waarbij:

$P_{eis,dsn,FM}$	faalkans-eis op doorsnedeniveau (per jaar)
P_{max}	dijktrajectnorm (maximaal toelaatbare waarde, per jaar)
ω	faalkansruimtefactor (-)
N	lengte-effectfactor (-)

De faalkansbegroting voor het faalmechanisme overslag (HT) zoals die in het OI2014 is opgenomen wordt gehanteerd. Dit geeft een faalkansruimtefactor van 0,24.

Als dit wordt vertaald volgens de bovenstaande formule naar de faalkans op doorsnedeniveau geeft dit bij een maximaal toelaatbare kans van 1/1.000 per jaar een ontwerpeis van 1/4.167 per jaar (0,24*1/1000).

4.2 Bepaling Hydraulisch Belasting Niveau

De primaire waterkering langs de Rijnkade bestaat uit een, nagenoeg, verticale kademuur. Een profiel met een verticale wand kan echter niet in Hydra-zoet worden geschematiseerd. Conform het OI2014v3 wordt de in Hydra-zoet berekende waterstand voor een 1:1-talud volgens formule B2.5 uit de Leidraad kunstwerken [6] omgerekend, met de golfhoogte en -richting uit Hydra-zoet, naar het HBN voor een verticale wand. Dit HBN wordt vervolgens nog gecorrigeerd voor Lek Ontzien (zie paragraaf 2.4.2).

Formule B2.5 uit de Leidraad Kunstwerken luidt:

$$h_{kr} = -\frac{1}{3} \gamma_{\beta} \gamma_n H_s \ln[q / (0,13 \sqrt{g H_s^3})]$$

met:

q =	gemiddeld overslagdebiet [m^3/s per strekkende m breedte]
g =	versnelling van de zwaartekracht [m/s^2] = 9,81 m/ s ²
H_s =	significante inkomende golfhoogte vlak voor de constructie [m]
h_{kr} =	hoogte van de kruin boven de stilwaterstand [m]
γ_{β} =	invloedsfactor voor scheve golfaanval = 1 geen scheve golfval maatgevend
γ_n =	invloedsfactor voor een neus bovenaan de constructie = 1 (geen neus)

Het HBN is bepaald bij overslagdebieten van 1 l/s/m, 5 l/s/m en 10 l/s/m.

De resultaten van deze berekeningen zijn samengevat in tabel 4.1.

Tabel 4.1 HBN Rijnkade zichtjaar 2023

Locatie	HBN 1 l/s/m [m+NAP]	HBN 5 l/s/m [m+NAP]	HBN 10 l/s/m [m+NAP]	Huidige hoogte ² [m+NAP]
Km 882-883	14,70	14,45	14,34	14,58
Km 883-884	14,71	14,35	14,24	14,58

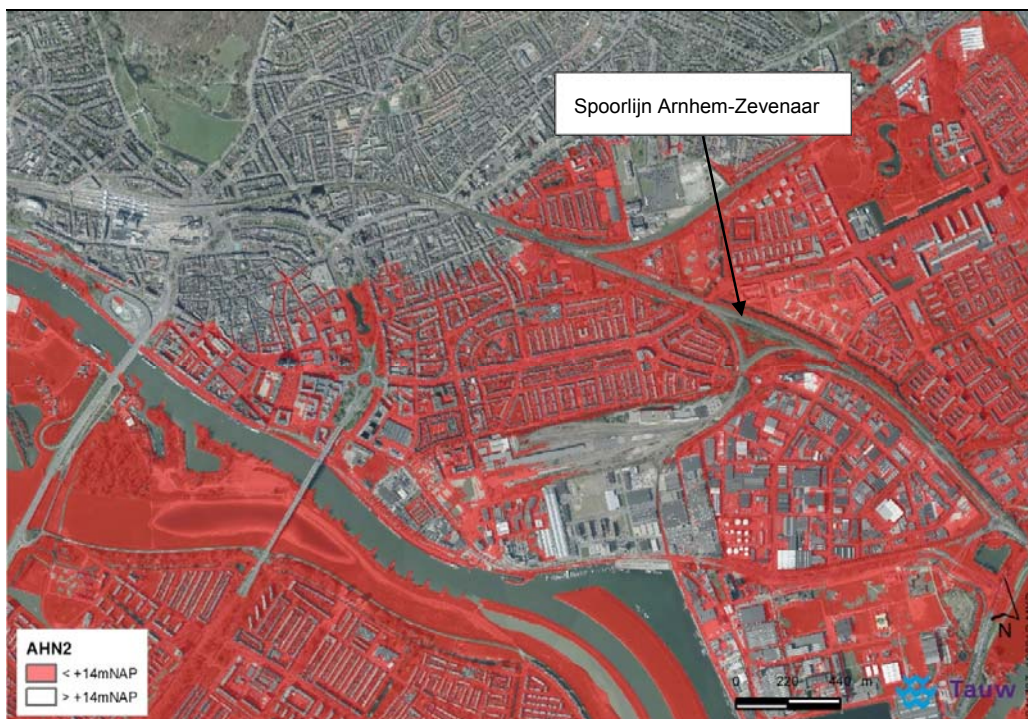
Gezien de aanwezige kruinhoogte geldt voor beide locaties dat onder maatgevende situaties een debiet van circa 3 l/s/m over de kade slaat. Dit komt bij een kade met een lengte van circa 1,2 km³ en een duur van de piek van het hoogwater van circa 12 uur neer op een overslagvolume van circa 160.000 m³. Dit overslagdebiet is te weinig om falen van de kadeconstructie te veroorzaken. Maar mogelijk dat het waterbezwaar als gevolg van deze overslag wel schade- en/of slachtoffers kan veroorzaken.

Dit overslaande water moet wel geborgen kunnen worden het achter de kade gelegen gebied. In onderstaande figuur is het gebied weergegeven waar het maaiveld lager ligt dan circa 14 m+NAP. Dit is het niveau van het maaiveld direct achter de kademuur en geeft dus weer waar het water heen zou stromen. Te zien is dat het overslaande debiet verspreid wordt over een zeer groot gebied. Hierbij moet aangenomen worden dat het rioolsysteem volledig gevuld is met regenwater, waardoor overslaand water op straat blijft staan. Gezien het grote oppervlak met een maaiveldhoogte lager dan 14 m+NAP, staat er binnen de tijdsduur van de hoogwatergolf slechts zeer beperkt water op straat.

Figuur 4.1 geeft in rood het oppervlak met een maaiveldhoogte lager dan 14m+NAP. Opgemerkt wordt dat het water via de onderdoorgangen onder de spoorlijn Arnhem-Zevenaar ook naar de oostelijke zijde van de spoorlijn stroomt. Het rode gebied is niet het gebied waar water op straat zal staan, maar wel waar het water heen zou kunnen stromen. In een volgende projectfase wordt inzichtelijk gemaakt waar overslaand water heen stroomt en hoeveel water op straat staat.

² Op basis van hoogtemeting Rijnkade

³ Sommige delen, ter plaatse van op- en afritten, liggen hoger dan 14,58m+NAP. Voor het gemak van de berekening is de hoogte van de kade over het gehele dijktraject gelijk genomen.



Figuur 4.1 Gebied lager dan 14m+NAP (in rood)

De hoogte van de kade wordt daarom als goed beoordeeld.

Indien er voor gekozen wordt om de bestaande kade in een toekomstige versterking integraal te versterken, moet de kade mogelijk ook opgehoogd worden. Hoeveel de kade op te hogen kan op basis van onderstaande tabel samen met de gemeente Arnhem en provincie Gelderland bepaald worden. Deze hoogte is afhankelijk van een acceptabel overslagdebiet in relatie tot het waterbezwaar in het achterland.

Tabel 4.2 HBN Rijnkade zichtjaar 2100

Locatie	HBN 1 l/s/m	HBN 5 l/s/m	HBN 10 l/s/m	Huidige hoogte ⁴
	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]
Km 882-883	15,10	14,79	14,36	14,58
Km 883-884	15,13	14,77	14,32	14,58

⁴ Op basis van hoogtemeting Rijnkade

5 Beoordeling bekleding hoge keermuur

Voor de basaltbekleding bij het dijktraject met de korte keermuur geldt dat deze bekleding mede de sterkte van de waterkering verzorgd (type 1 constructie uit hoofdstuk 3). De sterkte van deze bekleding is in de Derde Toetsronde niet getoetst. Alleen de stabiliteit van het talud is beschouwd in [12]. De bekleding is daarom binnen deze NVA op de deelfaalmechanismen toplaagstabiliteit onder langsstroming en erosie van de onderlagen alsnog getoetst. Het OI2014v3 geeft geen nieuwe beoordelingsregels voor de beoordeling van steenzettingen. Het beoordelingsschema uit de VTV2006 [5] is daarom gevolgd.

5.1 Opbouw bekleding

De kademuur is aan de buitenzijde bekleed met gemetselde basaltblokken. Tussen de stenen zit een laag mortel. Bij de constructie-opbouw zoals beschreven bij type 1 uit hoofdstuk 3 hebben deze basaltblokken een waterkerende functie. Bij type 2 en 3 uit hoofdstuk 3 is dit niet het geval. Binnen hoofdstuk 5 wordt daarom alleen een beoordeling uitgevoerd voor de bekleding van type 1 (korte betonnen keermuur icm 2:1-talud).

Volgens de bestekstekeningen [13] liggen deze basaltblokken op een gestabiliseerd zandbed. Uit onderzoek [11] bleek dat dit gestabiliseerd zandbed bijna nergens aanwezig is. Tussen de stenen en het losse zand is geen geometrisch filter of geotextiel aanwezig.

5.2 Beoordeling sterkte

5.2.1 Inleiding

De beheerder van de waterkering heeft aangegeven dat de hechting tussen de gladde basaltblokken en de beton slecht is: circa elke 5 jaar moeten de voegen vervangen worden. In het verleden zijn er op enkele plaatsen langs de kade ook stenen uit de bekleding gevallen. Onduidelijk is of dit falen door een hoogwater of door overdrukken achter de kadeconstructie is opgetreden.

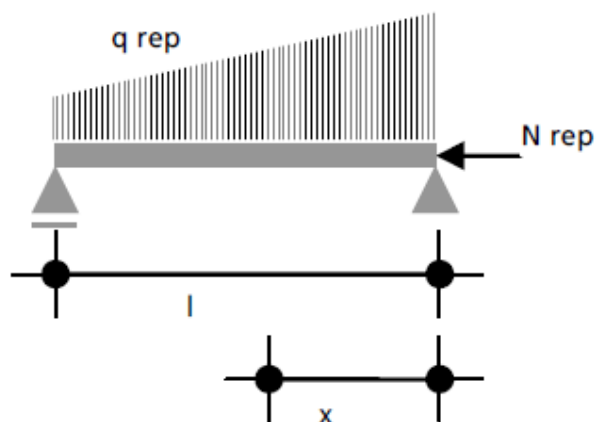
In deze paragraaf wordt bekeken of de bekleding kan loskomen tijdens een opkomend hoogwater. Als dit zou gebeuren, ligt direct de ondergrond bloot. Als het zand achter de basaltblokken erodeert, wordt ook de betonnen keermuur ondermijnt en schuift de gehele kade af. De sterkte van de bekleding is dus een belangrijk aspect en wordt daarom beoordeeld.

5.2.2 Toplaaginstabiliteit onder golfaanval

Een gemetselde bekleding reageert door de extra samenhang als een plaatbekleding. Deze samenhang van de bekleding is door de slechte hechting van het voegwerk met beton sterk verminderd. Hierdoor is het mogelijk dat de plaat opgelicht wordt als gevolg drukverschillen door

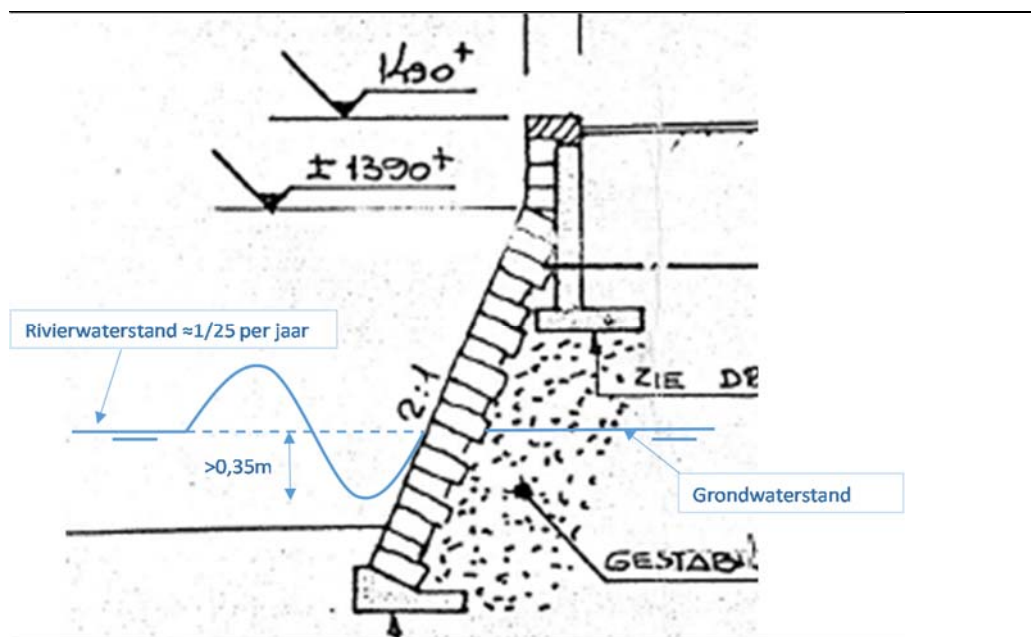
golfbelasting (scheeps- of windgolven). Door slechte hechting van de mortel met de stenen, of door het werken van de constructie is in het verleden gebleken dat er scheurvorming optreedt. In de praktijk moet het voegwerk elke 5 jaar vervangen worden.

In de basaltbemetseling ontstaan spanningen als gevolg van de normaalkracht en de gronddruk, die erop werkt. De grootte hiervan is in [12] bepaald door de bemetseling te beschouwen als een ligger op twee steunpunten met een trapeziumvormige belasting op de ligger en een normaalkracht in de ligger. Dit vermindert de opneembare trekspanning van de bekleding. In [12] is berekend dat al bij een drukverschil tussen buitenwaterstand en freatisch vlak in het grondlichaam achter de bekleding van minimaal 0,35 m falen van het metselwerk optreedt.



Figuur 5.1 Mechanischschema basaltbekleding (bron [12])

Onder voor de bekleding maatgevende omstandigheden (vanaf het moment dat de lage kade onder water staat, vanaf circa 11,0 m+NAP) zijn windgolven met een hoogte tot circa 1 m (zie paragraaf 2.4.4) niet onrealistisch. Ook voor scheepsgolven is een golfhoogte van minimaal 0,35 m niet onrealistisch.



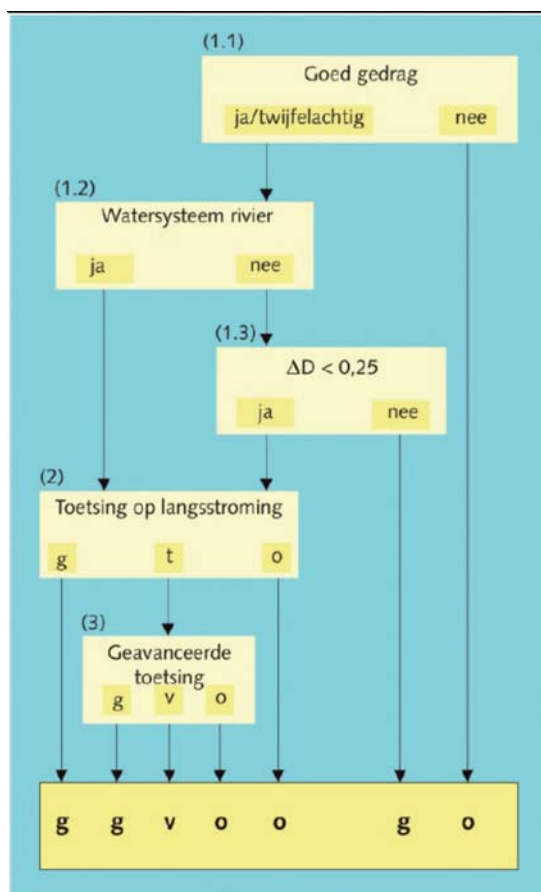
Figuur 5.2 Principe plaatje drukverschil voor- en achter bekleding door golfaanval

Bij falen van de bekleding wordt een plaat met een oppervlakte van enkele m^2 uit zijn verband gedrukt. De onderliggende zandlaag wordt dan blootgesteld aan stroming en golfbelasting. Door erosie van deze zandlaag, faalt ook de hoge keermuur. Dit is een realistisch faalmechanisme dat al op kan treden bij opkomend hoogwater.

Het huidige ontwerp van de gestapelde basaltbekleding in combinatie met de op de constructie werkende krachten is complex. Er wordt aanbevolen (mede ook door het KPR) om in de verkenningfase een of meerdere experts te raadplegen om mee te denken over de optredende belastingen (en belastingduur) en gezamenlijk tot een veilig ontwerp te komen.

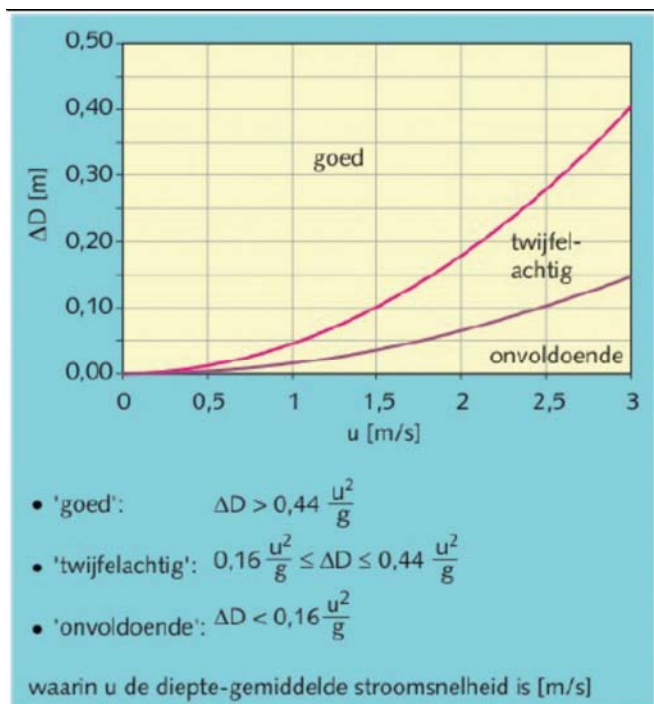
5.2.3 Toplaagstabiliteit onder langsstroming

Langsstroming is niet vaak het maatgevende faalmechanisme. Om toch zekerheid te hebben, wordt op basis van stap 2 uit onderstaande figuur een beoordeling uitgevoerd.



Figuur 5.3 Beoordelingsschema toplaagstabiliteit onder langsstroming **Figuur 8-2.8** uit VTV2006

Stap 2 bestaat uit een eenvoudige toets volgens de volgende grafiek:



Figuur 5.4 Eenvoudige toets toplaagstabiliteit onder langsstroming Figuur 8-2.9 uit VTV2006

Met:

Δ = Relatieve dichtheid stenen: $(2650 \text{ kg/m}^3 - 1000 \text{ kg/m}^3)/1000 \text{ kg/m}^3 = 1,65 [-]$

D = Dikte basaltblokken = 0,40 m

U = stroomsnelheid [m/s]

Uit bovenstaande figuur blijkt dat bij een stroomsnelheid hoger dan 3,8 m/s falen optreedt. Deze stroomsnelheid is hoger dan wat op de Nederrijn optreedt onder maatgevende omstandigheden. Er wordt een oordeel goed toegekend voor toplaagstabiliteit onder langsstroming.

5.2.4 Erosie onderlagen

Doordat er geen geotextiel tussen de toplaag en de zandondergrond aanwezig is, spoelt zand direct uit als er grote scheuren rondom de basaltblokken aanwezig zijn. Dit is een bekledingsopbouw die niet in de ontwerp- of toetsleidraden staat verwoord. Er wordt in de leidraden standaard vanuit gegaan dat er een filter (granulair of geotextiel) wordt aangelegd om uitspoeling te voorkomen. Daarnaast heeft de beheerder aangegeven dat de hechting tussen de stenen en het beton slecht is. Elke circa 5 jaar moeten de voegen hersteld worden. Bij veldbezoek op 21-07-2016 zijn er ook scheuren geconstateerd (zie onderstaande foto). Of deze

scheuren voldoende groot zijn om zand uit te laten spoelen is onduidelijk. Er is geen aanwijzing voor dat uitspoeling opgetreden is in het verleden. Er wordt een oordeel voldoende toegekend.



Figuur 5.5 Scheuren tussen stenen en beton (foto's d.d. 21-07-2016)

5.3 Samenvatting beoordeling bekleding

De bekleding is beoordeeld op de weerstand tegen drukverschillen door golven en tegen langsstroming. Daarnaast is de erosie van de onderlagen beschouwd. Uit de beoordeling blijkt dat de weerstand tegen drukverschillen onvoldoende is. Als gevolg kan een plaat uit de bekleding gedrukt worden, waardoor het zand achter de kade bloot komt te liggen en weg erodeerd. Doordat dit faalmechanisme op kan treden bij opkomend hoogwater, is dit onwenselijk. Een verbetering van de sterkte van de bekleding wordt daarom aanbevolen.

Onduidelijk is of de geconstateerde scheurvorming voldoende is om materiaaltransport vanuit de onderlagen te veroorzaken. Er zijn geen aanwijzingen dat dit in het verleden is opgetreden. Maar er wordt wel aanbevolen om bij een versterking ook een filterconstructie aan te leggen om materiaaltransport daadwerkelijk uit te sluiten.

De weerstand tegen langsstroming is voldoende.

Conclusie: De basaltbekleding voldoet niet, waardoor bij hoogwater de kans groot is dat de bekleding faalt.

In het ontwerp was bedoeld om de bekleding in te bedden in een gestabiliseerde zandlaag. In die situatie zou de kans op opdrukken van de bekleding veel kleiner zijn. De conclusie is dus ook dat de constructie minder sterk is aangelegd dan bedoeld in het ontwerp.

6 Keerwand Roermondsplein en Rijnkade: beoordeling macrostabiliteit kade (STBU) en draagkracht keerwand

Uit de derde toetsronde [12] volgt dat de draagkracht van zowel de lange als de korte keerwanden van de Rijnkade en van de keerwand bij Roermondsplein onvoldoende is. Daarnaast is bepaald dat de macrostabiliteit (STBU) van de keerwanden van de Rijnkade onvoldoende is. In dit hoofdstuk volgt een beschouwing van de parameters die invloed hebben op deze toetsing, suggesties voor mogelijke optimalisaties en overige ontwerpaanbevelingen. Deze nadere veiligheidsanalyse is niet los te lezen van het rapport van de derde toetsronde [12].

6.1 Gehanteerde uitgangspunten

Sterktefactor

In de derde toetsronde zijn voor de verschillende deelfaalmechanismen de volgende faalkanseisen gehanteerd:

Tabel 6.1 Faalkanseisen derde toetsronde

Locatie	Schadefactor	Opmerking
Totaalstabiliteit	1,03	Conform VTV2006
Draagkracht (representatieve waarde)	1,5	Opgebouwd uit $\Phi = 1,15$, Gronddruk actief = 1,2 Gronddruk passief = 0,9

Indien voor de totaalstabiliteit van de huidige norm (1/1.000 per jaar) en de regels uit het OI2014 wordt uitgegaan, volgt voor buitenwaartse stabiliteit een schadefactor van 1,01. Dit ligt iets lager dan de eis gebruikt in de derde toetsronde.

Voor de draagkracht dienen de veiligheidsfactoren uit het Bouwbesluit te worden toegepast (conform advies KPR) die gelden voor bestaande constructies zoals beschreven in de NEN 8700. In de NEN8700 wordt voor bouwwerken geen gebouw zijnde verwezen naar bijlage A1 uit de NEN8700. Voor toetsen van bestaande constructies volgt hier een overall schadefactor van 1,3. Dit ligt lager dan de eis gebruikt in de derde toetsronde.

De bodemopbouw

De bodemopbouw is vastgesteld op basis van 3 grondonderzoeken, te weten:

- [16] Geodelft 2001 bestaande uit sonderingen aan de lage kade (3 relevante sonderingen namelijk R42, R38 en R33)
- [17] Fugro 2005 bestaande uit sonderingen aan de hoge kade (4 sonderingen, namelijk DKM14.0C, DKM16.5C, DKM20.0C en DKM23.5 C), kernboringen (2 stuks, ter plaatse van dijkpaal 15.3 en 17.25) en 3 vrije prisma proeven
- [18] Lankelma 2008 bestaande uit sonderingen aan de hoge kade ter plaatse van het Roermondsplein (4 sonderingen, namelijk sondering S01 t/m S04)

Onder funderingsniveau wordt ter plaatse van de Rijnkade in de verschillende sonderingen zowel klei als zand aangetroffen. Bij de stabiliteitsberekening en de draagkrachtberekening wordt van de ongunstigste bodemopbouw uitgegaan bij de eindbeoordeling. Dit is akkoord.

Op basis van bodemopbouw kan lokaal worden geoptimaliseerd door trajecten zonder klei in de ondergrond apart te beschouwen. Om deze optimalisatie toename (ΔSF circa 0,03⁵) mogelijk te maken moet aanvullend grondonderzoek uitgevoerd worden (sonderingen en boringen) zodat het voorkomen van grondlagen beter in kaart gebracht wordt.

Grondparameters

Op basis van de aangetroffen bodemopbouw in de sonderingen zijn grondparameters gekozen. Hierbij is afwisselend gebruik gemaakt van ofwel NEN9997-1 tabel 2b [8] ofwel de regionale proevenverzameling.

De gehanteerde grondparameters zijn akkoord. Uitvoeren van aanvullend grond- en laboratoriumonderzoek wordt niet zinvol geacht.

Het is nu grotendeels onduidelijk welke parameters in de D-Serie berekeningen zijn gehanteerd. Wanneer uit is gegaan van NEN9997-1 tabel 2b [8] parameters dan is een optimalisatie mogelijk (schatting ΔSF van 0,03). Om dit na te kunnen gaan dienen alle bronbestanden geanalyseerd te worden, deze waren bij deze analyse niet beschikbaar.

Modellering waterlijn

De maatgevende situatie voor de berekening van STBU is een val na hoogwater; daarvoor is aan de buitenzijde een waterstand van MHW -3,0 m gemodelleerd; aan de binnenzijde (/landzijde) is afhankelijk van de doorlatendheid een peil gehanteerd van 0,5 m, 1,0 m of 1,5 m hoger dan aan de buitenzijde.

⁵ De ingeschatte invloed – ten gevolge van de door Tauw voorgestelde optimalisaties – is bepaald op basis van de in [13] gerapporteerde veiligheidsfactoren.

Voor de situatie bij val na hoogwater wordt voor het bovenrivierengebied de val in een periode van 10 dagen beschouwd. In het toetsrapport [12] wordt – voor de situatie val na hoogwater - uitgegaan van een rivierpeil van MHW – 3,0 m.

Op basis van de gegevens van de ondergrond (sonderingen, boringen en labgegevens) kan in algemeen worden geconcludeerd dat de bodemopbouw vooral zandig is. Voor de situatie val na hoogwater is het daarom aannemelijk te veronderstellen dat het maximale waterstandsverschil tussen weerszijden van de kade niet groter is dan 1,0 -0,5 m, misschien lokaal nog kleiner. De scenario's zoals beschreven in tabel B6.9 en tabel B6.14 uit [12] met een waterstandsverschil van 1,5m zijn daarmee waarschijnlijk niet realistisch.

Om een optimalisering van dit uitgangspunt mogelijk te maken zou normaal gesproken middels aanvullend onderzoek (met peilbuizen) meer inzicht kunnen worden verkregen in het verloop van de waterlijn na val hoogwater. Maar doordat uit het grondonderzoek ook blijkt dat de ondergrond zeer heterogeen is (onder andere ook door aanwezigheid van puin en oude constructies), wordt niet verwacht dat er met aanvullend onderzoek (het zetten van peilbuizen en/of grondwatermodel) een volledig dekkend beeld verkregen kan worden.

Verkeersbelasting

Indien dit fysiek mogelijk is (in verband met ruimte/toegankelijkheid) dan is gerekend met 13 kN/m² verkeersbelasting over een breedte van 2,5 m, anders met 6 kN/m² over een breedte van 2,5 m.

De verkeersbelasting kan groter zijn wanneer er zwaar verkeer op de kade (grondwagens, grote kranen et cetera) komt. Nu wordt er vanuit gegaan dat bij de val na hoogwater dergelijk verkeer wegblijft van de kade. Dit is akkoord.

In de KPR-factsheet “Verkeersbelasting en macrostabiliteit” wordt uitgelegd dat in het licht van de nieuwe veiligheidsfilosofie een realistische verkeersbelasting bij een realistische belastingcombinatie meegenomen moet worden binnen ontwerpen van waterkeringen.

Het is bij de Rijnkade realistisch dat er onafhankelijk van de buitenwaterstand voor het laden en lossen van goederen binnen 50m achter elkaar 2 vrachtwagens staan. Volgens de factsheet geeft dit een verkeersbelasting van maximaal 8 kN/m² over een breedte van 2,5 m. Een beoordeling met een verkeersbelasting van 6 kN/m² over een breedte van 2,5 m lijkt daarmee realistisch. Het toepassen van 13 kN/m² verkeersbelasting over een breedte van 2,5 m is conservatief.

Hoe de wateroverspanning ten gevolge dan de verkeersbelasting bij de D-Geo Stability is gemodelleerd is nu onduidelijk. Het toetsrapport van Arcadis [12] geeft hier geen inzicht in. Wanneer er hier conservatieve uitgangspunten zijn gekozen is het wellicht mogelijk hierin te optimaliseren – binnen de toetskaders. Wel wordt verwacht dat deze optimalisatie een geringe

invloed zal hebben op het eindoordeel STBU (inschatting $\Delta SF \leq 0,02$). Om dit na te kunnen gaan dienen alle berekeningen beschikbaar te worden gesteld.

Boombelasting

Aan de hand van afmetingen van de bomen, de windkracht en de stand van het bladerdek ten tijde van hoogwater is de stuwdruk van de bomen bepaald volgens [9] (42 kN). Daarnaast is op basis van de afmetingen van de boom (hoogte/stamdikte/verhoudingen) het eigengewicht van de bomen bepaald volgens [9] (50 kN).

In de berekening van de stuwdruk is al geoptimaliseerd. Er is rekening gehouden met maximale windkracht en een half open bladerdek. De stabiliteitsberekening - waar deze belastingen zijn geïntroduceerd – zijn niet beschikbaar. Wanneer er conservatieve uitgangspunten zijn gehanteerd bij de wijze van aangrijpen van de belasting dan is hier een kleine optimalisatie mogelijk (inschatting $\Delta SF \leq 0,02$). Om dit na te kunnen gaan dienen alle berekeningen beschikbaar te worden gesteld.

Modellering constructie

De constructies (T-wand/hoge keermuur en korte keermuur) zijn gemodelleerd met afmetingen volgens beschikbare relevante tekeningen (zie Annex 5 van toetsrapport van Arcadis [12]).

De afmetingen van de constructies zijn juist gemodelleerd conform ontwerptekeningen [13]. Zowel in de draagkrachtberekening als in de stabiliteitsberekening wordt niet verwacht dat hier nog te optimaliseren is.

In de rapportage [12] is bij de beschouwing van STBU bij de korte keermuur uitgegaan van metselwerk terwijl er zwaardere basalt aanwezig is. Vanuit wordt gegaan dat het modelleren van de werkelijk aanwezige basaltconstructie een verwaarloosbare invloed heeft op de berekende veiligheidsfactoren. (De basaltconstructie is aanwezig in het midden van de glijcirkel. Een groter gewicht van de constructie heeft een verhoging van het aandrijvend moment ten gevolg maar heeft tevens een verhoging van de korrelspanning (oftewel het weerstandsbiedende moment) als gevolg. Daarom wordt verwacht dat de netto bijdrage aan de totaalstabiliteit zeer gering / verwaarloosbaar zal zijn).

Bij de beschouwing van de draagkracht van de korte keermuur aan de Rijnkade is vanuit gegaan dat er overal ankers aanwezig zijn omdat anders de constructie reeds bezwijken had moeten zijn. Op beschikbare tekeningen is de constructie alleen bij de opritten voorzien van verankering.

Nader onderzoek naar de plaats, de afmetingen en de staat van de verankering wordt aanbevolen in het toetsrapport. Voor de bepaling van het definitieve ontwerp is het aan te

bevelen om te weten wat er waar in de ondergrond aanwezig is en wat de (rest) sterkte is van de bestaande constructie. In de planuitwerking zou door middel van proefsleuven meer inzicht kunnen worden gegeven. Of het graven van proefsleuven in een omgeving met zeer veel kabels en leidingen mogelijk is, wordt in de verkenningfase onderzocht.

Daarnaast wordt een versterking van de verbinding tussen de basaltbemetseling en de betonnen L-wand van de korte keermuur voorgeschreven. Ook dit wordt door Tauw onderschreven. Echter, met de toetsing in [12] wordt deze versterking reeds meegenomen in de beschouwing van de sterkte en de stabiliteit van de constructie. Dit is onjuist. In de toetsing in paragraaf 6.4 van [12] wordt de sterkte van de constructie afgekeurd. De sterkte van de constructie is echter nog kritischer aangezien een goede verbinding tussen de basaltbemetseling en de betonnen L-wand van de korte keermuur in de huidige situatie ontbreekt.

Modellering gestabiliseerde zandlaag

In [11] is op enkele plaatsen langs de kade met booronderzoek beoordeeld of een gestabiliseerde zandlaag aanwezig is. Uit dit onderzoek blijkt dat de gestabiliseerde zandlaag (die volgens ontwerptekeningen wel aanwezig zou moeten zijn) onder de korte keermuur niet aanwezig is. De scenario's zoals beschreven in tabel B6.14 uit [12] met een met een gestabiliseerde zandlaag zijn daarmee niet realistisch.

Voor de macrostabiliteit van de kade (STBU) zorgt de aanwezigheid van een gestabiliseerde zandlaag voor een toename van de veiligheid tegen afschuiven langs een Bishop glijvlak van circa $\Delta SF = 0,05$ tot $0,10$.

Sterkte constructie korte keermuur

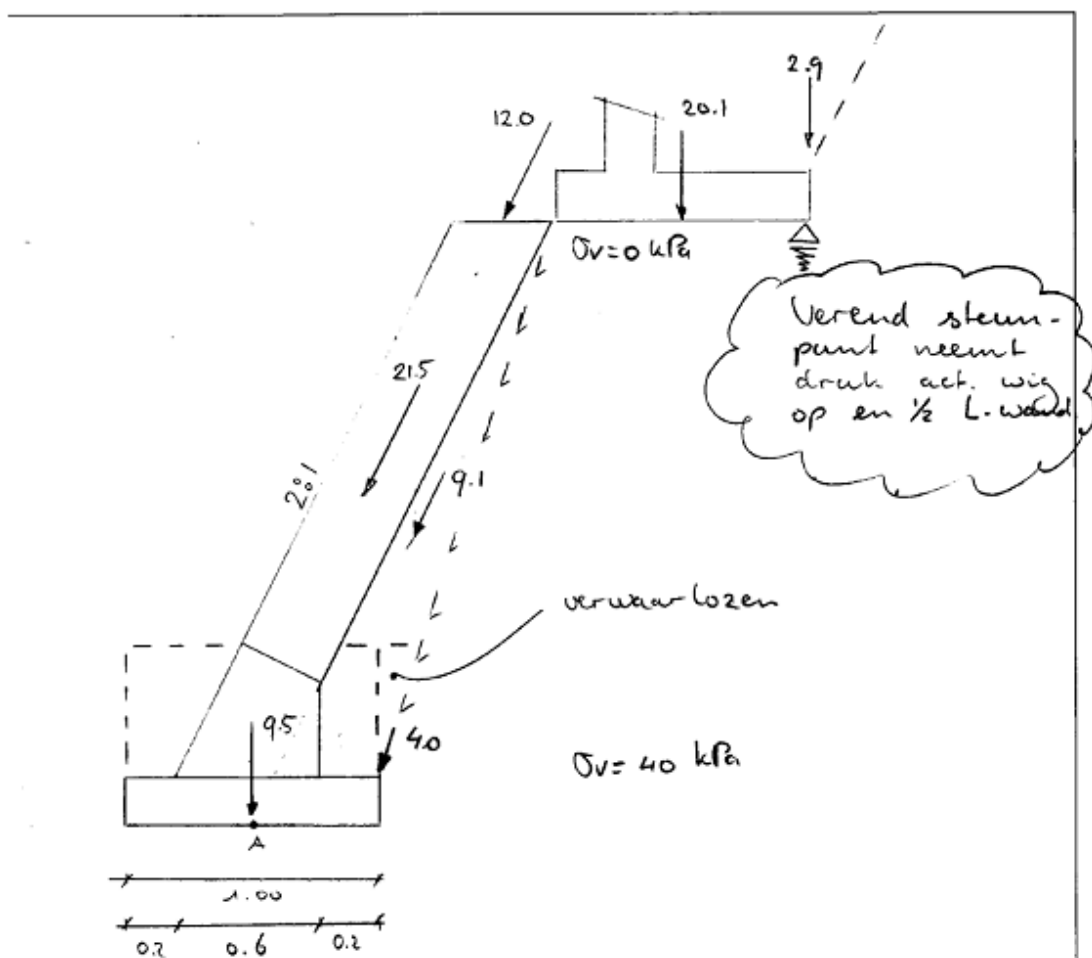
De gehele constructie bestaat uit verschillende onderdelen die onderling met elkaar zijn verbonden. De gehele krachtwerking in deze constructie is vrij ingewikkeld te schematiseren.

In de toetsrapportage [12] is voor een model gekozen waar de situatie terug is gebracht tot een relatief simpele berekening. Hierbij zijn een aantal aannamen gedaan die erg gunstig zijn:

- Het eigen gewicht van de damwand wordt als centrische drukkracht ingevoerd. De excentriciteit van de damwand bedraagt de halve dikte van de basalt glooiing. Het hieruit voortvloeiend kopmoment op de ligger geeft een negatieve bijdrage aan de sterkte van de constructie
- De aanname dat de korrelspanning onder de keermuur 0 kPa is, is erg gunstig gekozen. Dit hangt samen met de aanname dat er een verbinding is tussen de basaltstenen en de keermuur, die niet aanwezig is
- Er is aangenomen dat er een verankering aanwezig is. Dit is niet bewezen aanwezig over de volledige lengte van de kademuur

- Er wordt een trekkracht aan de basalt toegekend, het is de vraag of dit echt op te nemen is. Dit is ook afhankelijk van de hechting tussen de cement en de basaltstenen. De capaciteit van de wand kan ook berekend worden uit een membraanwerking (zie ook [10]). De inwendige hefboomsarm ontstaat dan door het feit dat bij de steunpunten de drukkracht centrisch (of bijna centrisch) aangrijpt en de hoogte van de drukzone in het veld afneemt. Vervolgens is de veerstijfheid van de sloof bepalend voor het doorslagpunt en het opneembare moment is de excentriciteit maal de normaaldrukkracht. De gemetselde basalt wordt nu beschouwd als metselwerk. De verwachting is dat de samenhang tussen cement en basaltstenen eigenlijk nihil is en dat de muur beschouwd moet worden als gestapelde stenen die onder druk staan en worden belast door een horizontale belasting (moment). Denk aan een 'stenengrijper'.

- Er is uitgegaan van de volgende ondersteuning:



Er dient gecontroleerd te worden of er inderdaad druk in dit steunpunt komt. Onduidelijk is of er de derde toetsronde een controle is uitgevoerd of er inderdaad druk in dit steunpunt komt. Zodra er geen druk in dit steunpunt is, dan is de excentriciteit van de drukkracht veel groter.

De sterkte voldeed in de derde toetsing [12] niet. Op basis daarvan en op basis van bovenstaande opmerkingen wordt geconcludeerd dat – zonder verbetermaatregelen – de sterkte van de korte L-wand terecht afgekeurd is.

6.2 Berekeningsresultaten

Algemeen

In de onderstaande tabel zijn de berekeningsresultaten samengevat.

Tabel 6.2 Samenvatting berekeningsresultaten uit [12] waarbij $UC \leq 1,0$ om te voldoen

Locatie	Totaal stabiliteit	Draagkracht	Sterkte constructie
Roermondsplein	UC=0,86 (1,01 / 1,17)	UC=1,49 (1,00 / 0,67)	Niet getoetst
Lange Keerwand Rijnkade (T-wand)	UC=1,07 (1,01 / 0,94)	UC=1,79 (1,00 / 0,56)	Niet getoetst
Korte keerwand Rijnkade (L-wand)	UC=1,02 (1,01 / 0,99)	UC=1,86 (1,30 / 0,70)	UC > 1,0

Roermondsplein

In [12] is de STBU ter plaatse van het Roermondsplein als voldoende getoetst. Dit is akkoord en er worden geen aanvullende acties voorgeschreven. De draagkracht krijgt een oordeel onvoldoende. Indien in plaats van met een verkeersbelasting van 13 kN/m² met 6 kN/m² wordt gerekend, blijft dit oordeel onvoldoende gehandhaafd. De genoemde verbetervoorstellen worden onderschreven.

Lange keerwand Rijnkade

In [12] is de STBU en de draagkracht ter plaatse van de lange keerwand afgekeurd. Wanneer de berekeningen worden geoptimaliseerd middels hierboven beschreven vervolgstappen, kunnen delen van de kademuur mogelijk goedgekeurd worden met betrekking tot STBU. De draagkracht van de constructie is onvoldoende. Indien in plaats van met een verkeersbelasting van 13 kN/m² met 6 kN/m² wordt gerekend, blijft dit oordeel onvoldoende gehandhaafd.

Om aan de toets op draagkracht te kunnen voldoen wordt het genoemde verbetervoorstel – vergroten van dekking – door Tauw onderschreven. Het vergroten van dekking is echter geen geschikte maatregel voor het vergroten van de totaalstabiliteit.

Voor delen die zijn afgekeurd op STBU kan verankering van de kademuur uitkomst bieden om voor STBU te voldoen.

Korte keerwand Rijnkade

In [12] is de STBU, de draagkracht en de sterkte van de constructie ter plaatse van de korte keerwand afgekeurd. Wanneer de berekeningen worden geoptimaliseerd middels hierboven beschreven vervolgstappen, kan de berekende veiligheidsfactor voor delen van de kademuur mogelijk worden vergroot. Maar dan wordt eraan voorbij gegaan dat in de modellering al een verbetervoorstel – namelijk de versterking van de verbinding tussen de basaltbemetseling en de

betonnen L-wand - is verwerkt. Zonder deze verbetermaatregel is de macrostabiliteit van de kade onvoldoende.

De draagkracht en sterkte van de constructie blijft onvoldoende. Indien in plaats van met een verkeersbelasting van 13 kN/m² met 6 kN/m² wordt gerekend, blijft dit oordeel onvoldoende gehandhaafd. Indien aangetoond zou worden dat een verankeringsconstructie niet aanwezig is, of de staat van de aanwezige verankering slecht is, wordt het oordeel alleen maar slechter.

Om vervolgens - met betrekking tot de toets op draagkracht en sterkte van de constructie - te kunnen voldoen worden de in [12] genoemde verbetervoorstellen door Tauw onderschreven.

Aanscherping schadefactor

In de KPR-factsheet "Macrostabiliteit buitenwaarts" is een werkwijze gepresenteerd om de kans te bepalen op een tweede hoogwater binnen de hersteltijd van het op sterkte brengen van de gefaalde waterkering.

Doordat het achterland relatief hoog ligt, circa 14,0m+NAP, is de overschrijdingskans van dit peil circa 1/1.000 per jaar. Als dit gegeven wordt meegenomen in de bepaling van de schadefactor volgt een schadefactor van 0,72. Met deze schadefactor zou de totale stabiliteit van de hoge en lage keerwand wel voldoen. Deze aanscherping is alleen terecht als het uitvoeren van een herstelmaatregel reëel is en de uitvoering van deze herstelmaatregel verankerd wordt in het calamiteitenplan van het waterschap.

Wel blijft de conclusie staan dat de draagkracht van de constructie ruim onvoldoende is en dat aanscherpen van de schadefactor voor de representatieve situatie hier, ook met de in deze rapportage benoemde aandachtspunten, onvoldoende invloed heeft om de draagkracht goed te kunnen keuren. Het oordeel onvoldoende voor de toets op draagkracht blijft gehandhaafd.

6.3 Conclusie

Macrostabiliteit (STBU)

Indien het reëel is dat een herstelmaatregel na falen van de totale stabiliteit van de kade opgebouwd kan zijn voordat een tweede hoogwater optreedt, is op basis van advies uit de KPR-factsheet "Macrostabiliteit buitenwaarts" de schadefactor aan te scherpen. Met deze aanscherping is de stabiliteit van de totale kade goed te keuren. Deze aanscherping is alleen terecht als het uitvoeren van een herstelmaatregel reëel is en de uitvoering van deze herstelmaatregel verankerd wordt in het calamiteitenplan van het waterschap.

Draagkracht kademuur

Bij de beschouwing van de draagkracht van de kademuren worden minder optimalisatiemogelijkheden gezien in randvoorwaarden en uitgangspunten. De oplossingsrichtingen worden hier gevonden in daadwerkelijke versterking van de kering:

- De oorzaak van een gebrek aan draagkracht bij de Roermondskade wordt veroorzaakt door een (te) kleine dekking op de funderingsniveau; in (de uitgangspunten bij) de modellering wordt geen optimalisatiemogelijkheid gevonden; de draagkracht kan wel worden vergroot – zoals tevens wordt aangegeven in de rapportage van de derde toetsing - door de dekking te vergroten of door een teenconstructie aan te brengen
- De oorzaak van een gebrek aan draagkracht bij de lange keerwand bij de Rijnkade kan – naast een gebrek aan dekking – worden gezocht in de bodemopbouw. Hiervoor moet aanvullend grondonderzoek (boringen) worden uitgevoerd. De draagkracht zal moeten worden vergroot. Dit kan - zoals ook is aangegeven in de rapportage van de derde toetsing - door de dekking te vergroten
- De oorzaak van een gebrek aan draagkracht bij de korte keerwand bij de Rijnkade moet voornamelijk worden gezocht in het feit dat er geen gestabiliseerde zandlaag onder de L-muur aanwezig is. Indien de staat van de verankering slecht is, of de verankering niet aanwezig is, wordt het oordeel nog slechter. Voor verbetervoorstellen wordt verwezen naar de rapportage van de derde toetsing

Sterkte constructie

De sterkte van de korte keerwand is onderzocht in de derde toetsronde [12]. De sterkte blijkt onvoldoende te zijn. Uit de voorliggende controle door Tauw blijken de gekozen uitgangspunten een veelal te rooskleurige voorstelling van zaken. Dit is voor een toetsing akkoord, zelfs met een rooskleurige voorstelling wordt immers al een onvoldoende oordeel gegeven. Maar wij adviseren wel om de gekozen uitgangspunten niet te gebruiken voor het ontwerp. De werkelijke sterkte van de constructie is zeer waarschijnlijk minder dan nu berekend!

7 Samenvatting

7.1 Hoogte kade

Bij maatgevende omstandigheden, conform nieuwe normering, is het overslagdebiet circa 3 l/s/m. Dit overslagdebiet geeft een zeer beperkt waterbezwaar in het centrum en omliggende wijken van Arnhem, maar geeft geen falen van de kering zelf.

7.2 Basalt bekleding

Op de delen waar een korte keermuur aanwezig is en waar de basaltbekleding direct op de zandondergrond ligt, is de basaltbekleding getoetst. Op de overige delen is de basalt of metselwerk (bij Roermondplein) geen bekleding zoals bedoelt binnen dit faalmechanisme.

Bij getoetste delen van de bekleding bestaat de kans dat al bij een klein waterstandverschil een plaat van enkele m² uit de bekleding gedrukt kan worden. Dit kleine waterstandsverschil wordt veroorzaakt door scheeps- of windgolven. Als dat optreedt, komt bij opkomend hoogwater het onderliggende zand bloot te liggen. Op dat moment komt een erosieproces op gang, waardoor de kade als geheel kan falen. Het huidige ontwerp van de gestapelde basaltbekleding in combinatie met de op de constructie werkende krachten is complex.

In het oorspronkelijke ontwerp was opgenomen om de bekleding in te bedden in een gestabiliseerde zandlaag. In die situatie zou de kans op opdrukken van de bekleding veel kleiner zijn. En doordat er dan geen los zand achter de stenen aanwezig is, is erosie van de onderlagen in dat geval ook geen faalmechanisme. De conclusie is dus ook dat de constructie veel minder sterk is aangelegd dan bedoeld in het ontwerp.

Er wordt aanbevolen (mede ook door het KPR) om in de verkenningsfase een of meerdere experts te raadplegen om mee te denken over de optredende belastingen (en belastingduur) en gezamenlijk tot een veilig ontwerp te komen.

7.3 Stabiliteit en draagkracht en sterkte keermuur

De totale stabiliteit van de constructies als geheel is onvoldoende. Indien er een realistische kans is dat een herstelmaatregel na falen van de kering op tijd is opgebouwd dat een tweede hoogwater gekeerd kan worden, wordt de kade goedgekeurd. Onduidelijk is wat de minimale tijd is tussen twee hoogwaters.

De draagkracht van de Rijnkade is overal onvoldoende. Het uitgangspunt dat er een verbinding tussen de basaltstenen en de hoge keermuur aanwezig is, zoals opgenomen in de derde toetsronde, is niet terecht voor deze toetsing. Indien de staat van de verankering slecht is, of de verankering niet aanwezig is, wordt het oordeel nog slechter. De beschikbare gegevens en oude aanlegfoto's geven geen indicatie dat deze verankering aanwezig is.

De sterkte van de keermuur is in derde toetsronde [12] als onvoldoende beoordeeld op basis van zeer gunstige uitgangspunten. Ingeschat wordt dat dit oordeel terecht is, zelfs met een rooskleurige voorstelling wordt immers al een onvoldoende oordeel gegeven. Maar wij adviseren wel om de gekozen uitgangspunten niet te gebruiken voor het ontwerp. De werkelijke sterkte van de constructie is zeer waarschijnlijk minder dan nu berekend in de derde toetsronde.

7.4 Overige faalmechanismen

Het OI2014 geeft voor de overige faalmechanismen die in de derde toetsronde [12] en verlengde derde toetsronde [19] zijn beoordeeld (rioolleidingen, NWO's zoals kabels en leidingen) geen nieuwe beoordelingsregels. De toetsoordelen blijven daarom ongewijzigd.

7.5 Samenhang faalmechanismen

Indien bij een opkomend hoogwater de bekleding faalt, komt de fundatie van de keermuur bloot te liggen. Door erosie van de onderlagen wordt de constructie ondermijnt en kan de kadeconstructie al tijdens het hoogwater onderuit zakken. Op dat moment is de hoogte van de kade onvoldoende om het maatgevende hoogwater te keren en stroomt er veel water richting de binnenstad van Arnhem.

Als de bekleding niet zou falen, is tot het moment van een val van het hoogwater geen veiligheidsprobleem. Door een snelle val van het buitenwater is de kans reëel dat de constructie op meerdere plaatsen langs de Rijnkade onderuit zakt als gevolg van een tekort aan draagkracht.

Falen van de kade is een gegeven. Om te bepalen wat de gevolgen bij falen zijn, moet er ook gekeken worden of er wel of een realistische kans is om noodmaatregelen te nemen binnen de tijd tussen falen van de kade en het optreden van een tweede hoogwater. Aandachtspunten hierbij zijn onder andere:

- De tijd tussen het eerste en tweede hoogwater
- De hoogte van het tweede hoogwater ten opzichte van het maaiveld achter de kering
- De mogelijkheid om met materieel op de locatie van de bres te komen
- Hoe veilig op de locatie van de bres gewerkt kan worden
- De tijd die het kost om een noodmaatregel op te bouwen

Deze risico-inschatting wordt in de verkenningsfase uitgewerkt

Het toetsoordeel uit de derde toetsronde [12] blijft gehandhaafd en wordt uitgebreid met een onvoldoende score voor de sterkte van de bekleding.

Tabel 7.1 Vergelijking derde toetronde en NVA

Dijkvak	Constructie	HT	HT	STBK	STBK	STBU	STBU
		(3° TR)	(NVA)	(3° TR)	(NVA)	(3° TR)	(NVA)
Roermondsplein	Lange L-wand	Goed	Goed	Niet getoetst	Nvt	Onvoldoende	Onvoldoende
Rijnkade	Lange L-wand	Goed	Goed	Niet getoetst	Nvt	Onvoldoende	Onvoldoende
Rijnkade	Korte L-wand	Goed	Goed	Niet getoetst	Onvoldoende	Onvoldoende	Onvoldoende

HT = Hoogte, STBK = sterkte bekleding, STBU = macrostabiliteit buitenwaarts

Zie voor locatie verschillende type constructies ook bijlage 1.

Bijlage

1

Locatie type constructies Rijnkade, incl. oordeel 3^e toetsronde

