

POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK


Activiteit 6

Deelrapport Case 3 Dp40.5+50m

Definitief

POV

MACRO
STABILITEIT



**Auteur:
P. Gerrits**

Versie: 2.0

Datum: April 2017




April 20107, definitief

Samenvatting

Zie hoofdrapport (Rozing et al., 2017)

Referenties

- ENW (2009). Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken. Expertise Netwerk Waterveiligheid, 27 maart 2009.
- Hoven, A. van (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel Historische gegevens. Deltares rapport 1220518-005, september 2016.
- Kanning, W. en Schweckendiek, T. (2016). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating – Groene Versie 1 – Macro stabiliteit Binnenwaarts. Deltares rapport 1230090-032.
- Rozing et al. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK – activiteit 6 – Faalkans Updating, versie 2, april 2017, definitief
- Schweckendiek, T en Kanning. W. (2016). Reliability updating using past performance - Background report. Deltares rapport 1230090-033-0001.
- Schweckendiek et al. (2016). Reliability updating using past performance – Test cases reports. Deltares rapport 1230090-037-0001.
- Hoven van A. (2016). Notitie Verwerken van golfoverslag bij fragility curve, Deltares , 11 oktober 2016, Andre van Hoven.
- Konstantinou M (2017). POVM: Soil parameters assessment, Deltares maart 2017, definitief, Maria Konstantinou.
- Hoven, van A. (2016) POVM Schematisering waterspanningen beter benutten actuele sterkte. Deltares, November 2016.
- Fugro/RHDHV (2016). Consequentieanalyse Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, Uitgangspuntennotitie, Referentie: RDCBE2432R001F03, Versie: 03/Finale versie, Datum: 5 januari 2016.
- Visser, M. de (2016), Memo 'Voorlopige werkwijze macro stabiliteit met golfoverslag', Kennisplatform Risicobenadering (KPR), 28-07-2016, Marieke de Visser.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	24 nov 2016	Paul Gerrits		Mark van der Krogt		Leo Voogt	
2.0	april 2017	Paul Gerrits		Mark van der Krogt		Leo Voogt	

Status

Definitief

April 20107, definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Algemeen	1
1.2 Leeswijzer	1
2 Uitgangspunten	2
2.1 Locatie en doorsnede karakteristieken	2
2.2 Normering en faalkanseis	2
2.3 Geometrie	3
2.3.1 Huidige geometrie	3
2.3.2 Geometrie 2035	3
2.3.3 Geometrie 2010	3
2.4 Bodemopbouw	4
2.4.1 Huidige bodemopbouw	4
2.4.2 Bodemopbouw 2035	4
2.4.3 Bodemopbouw 2010	4
2.5 Grondparameters	5
2.5.1 Huidige grondparameters	5
2.5.2 Grondparameters 2035	5
2.5.3 Grondparameters 2010	5
2.6 Buitenwaterstand	6
2.7 Polderpeil	7
2.8 Waterspanningen	7
2.8.1 Meetgegevens waterspanningsmeters	7
2.8.2 Schematisering waterspanningen	8
2.8.3 Modelling verzadiging	9
2.8.4 Overzicht schematisering per waterstand	9
2.9 Bovenbelasting	10
2.9.1 Verkeersbelasting in 2035	10
2.9.2 Verkeersbelasting in 2010	11
2.10 Modelling Semi probabilistische berekening	11
2.11 Modelling Probabilistische berekening	11
2.11.1 Software	11
2.11.2 Modelling van variabelen met stochastische parameters	11
3 Semi-probabilistische analyse	13
3.1 Basis situatie (variant 0)	13
3.2 Variaties grondparameters	14
3.3 Variaties hydraulische belasting	14
3.4 Variaties verkeersbelasting	15
3.5 Variaties geometrie	15
3.6 Andere maatgevende glijvlakken	15
3.7 Variaties bodemopbouw	16
3.8 Samenvatting	16
4 Faalkans berekening en faalkans updating	17
4.1 Faalkans toetssituatie (a-priori, stap 2)	17
4.2 Faalkans updating (stap 3): observatie extreem transport in 2010	18



April 20107, definitief

4.3	Schematiseringsverantwoording	20
4.3.1	Toepasbaarheid methode	20
4.3.2	Schematisatiekeuzes en aannames	20
5	Gevoeligheid faalkansanalyse	22
5.1	Inleiding	22
5.2	Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet.	22
5.3	Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten	23
5.4	Faalkans updating met observatie veel overslag/verzadiging (hoog water)	24
6	Conclusies	25
6.1	Conclusies	25
6.2	Aanbevelingen	25
	Bijlage 1: Grondparameters	1

1 Inleiding

1.1 Algemeen

Voor de inleiding wordt verwezen naar het hoofdrapport (Rozing et al., dec. 2017).

1.2 Leeswijzer

Dit rapport bevat de gedetailleerde uitwerking van semi-probabilistische, probabilistische en faalkans updating berekeningen voor case 3, dwarsprofiel 40.5+50m. In hoofdstuk 2 worden alle uitgangspunten voor de berekeningen beschouwd. Hoofdstuk 3 bevat de semi-probabilistische gevoeligheidsanalyses. Hoofdstuk 4 gaat eerst in op de probabilistische berekeningen en de conclusies en gevoeligheden die hieruit volgen. Daarna volgen berekeningen voor faalkans updating met een overleefde situatie met hoge verkeersbelasting. De algemene conclusies met betrekking tot de actuele sterkte van deze doorsnede wordt in hoofdstuk 5 behandeld.

2 Uitgangspunten

Voor algemene uitgangspunten wordt verwezen naar Rozing e.a. (2017), Appendix A. In dit hoofdstuk worden de case-specifieke uitgangspunten behandeld. Belangrijk is dat alleen de macrostabiliteit van het binnentalud onderdeel is van dit onderzoek.

2.1 Locatie en doorsnede karakteristieken

In dit deelonderzoek wordt het dwarsprofiel van de dijk langs de Hollandse IJssel ter hoogte van Dp 40.5+50 m beschouwd. Dit dwarsprofiel bevindt zich ter hoogte van Veerstaalblok 37 te Gouderak (zie Figuur 2.1-a).



Figuur 2.1-a: Locatie dwarsprofiel 40.5+50



Figuur 2.1-b Lokaal bovenaanzicht dwarsprofiel 40.5+50

De IJsseldijk kan worden gekarakteriseerd als een schaaldijk: er is geen voorland aanwezig. Op de kruin van de dijk (ca. NAP +3,74 m) is een weg gelegen (Figuur 2.1-b). Het beschouwde dwarsprofiel ligt op een stuk dijk tussen twee opritten in.

Onder de kruin wordt eerst een wegcunet (ca. 0,5m tot 1,0m dikte) aangetroffen. Hieronder, tot circa NAP -1,0 m onder de kruin en NAP -2,0 m in het achterland wordt antropogene klei (dijksmateriaal) aangetroffen. Tot een diepte van ca. NAP -8,0 á -9,0 m loopt een Holoceen pakket bestaande uit klei en veen. De ondergrond aan de buitendijkse zijde bestaat grotendeels uit klei met plantenresten met op NAP -6,6 m een veenlaag van minder dan 1 meter dikte. Deze veenlaag gaat binnendijks over in een dikker pakket van ca. 4 meter tussen NAP -3,3 tot -7,3 m ter plaatse van de binnenteen. De bovenste meter van het Holoceen pakket bestaat vooral uit klei met schelpenresten. Onder de Holoceen grondlagen bevindt zich het Pleistocene zand.

2.2 Normering en faalkanseis

Profiel 40,55 ligt buiten de scope van dijkversterking KIIJK, maar bevindt zich wel binnen dijktraject 15-3. Voor dit dijktraject geldt een overstromingskansnorm van 1/10.000 per jaar. Dit is de signaalwaarde. Dit wil zeggen dat op het moment dat deze norm wordt overschreden er nog geen sprake is van een onveilige situatie. Er is nog tijd om de dijk te versterken. De Maximaal Toelaatbare Overstromingskans is 1/3.000.

De trajectlengte is ca. 19,3 km, zodat uitgaande van een faalkansbudget van 0,04 voor macrostabiliteit, de faalkanseis op doorsnede niveau kan worden berekend als:

- $P_{\text{eis;dsn;HW}} = 9,7\text{E-}07$ per jaar, of $\beta = 4,78$ per jaar

Er is gerekend met het CSSM model, waarbij de partiële factoren uit OI2014v3 zijn toegepast voor de berekening zonder overslag. Met overslag zijn de gehanteerde factoren gebaseerd op de KPR (de Visser 2016).

Hierbij zijn de volgende schadefactoren toegepast:

- $\gamma_{n;\text{zonder overslag}} = 1,10$ [-]
- $\gamma_{n;\text{met overslag}} = 0,99$ [-]

Voor de modelfactor geldt voor Uplift-Van een waarde van

- $\gamma_{d;\text{zonder overslag}} = 1,06$,
- $\gamma_{d;\text{met overslag}} = 1,04$,

De benodigde semi-probabilistische stabiliteitsfactor zonder overslag bedraagt 1,28.

De benodigde semi-probabilistische stabiliteitsfactor met overslag bedraagt 1,13.

Voor deze doorsnede wordt hetzelfde zichtjaar als voor project KIJK is vastgesteld aangehouden: 2035.

2.3 Geometrie

2.3.1 Huidige geometrie

De huidige geometrie is gebaseerd op een inmeting uitgevoerd in 2015. Hierbij ligt de kruin op NAP +3,74m en het achterland op ca. 7m uit de binnenteen op ca. NAP -1,51m. De taludhelling van het binnentalud is ca. 1v:1,75h.

2.3.2 Geometrie 2035

Om de geometrie voor 2035 vast te stellen is conform Rozing et al. (2017) voor de bodemdaling uitgegaan van 22 cm zakking van de kruin tussen 2015 tot 2035 (11 mm per jaar). In de teen is uitgegaan van 6 cm maaiveldzakking (3 mm per jaar).

Hierbij wordt verondersteld dat het hoogtetekort voor 2035 wordt opgelost door een andere maatregel dan ophogen, bijvoorbeeld middels een keermuur in de buitenkruin. Dit is een belangrijk uitgangspunt t.a.v. keuzes in overslag en verzadiging.

2.3.3 Geometrie 2010

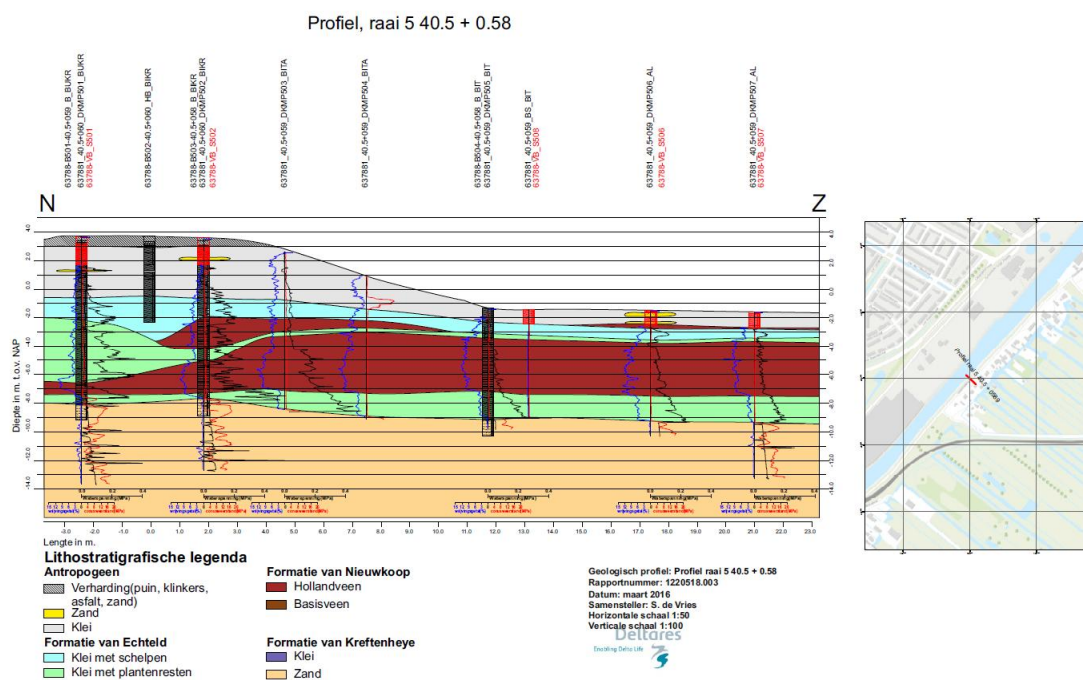
Voor de berekening van de overleefde observatie in 2010 (met zwaar transport op de dijk) is de geometrie eveneens gecorrigeerd t.o.v. de huidige situatie. De kruin is met 5,5 cm verhoogd, de teen met 1,5 cm.

Hierbij is er van uitgegaan dat de kruinhoogte niet is gecorrigeerd tussen 2010 en 2015 bijvoorbeeld door aanleg van extra asfalt. Hoewel dit uitgangspunt niet zeker is zal de invloed beperkt zijn. Dit wordt bevestigd door de gevoeligheidsanalyse in paragraaf 3.6.

2.4 Bodemopbouw

2.4.1 Huidige bodemopbouw

De bodemopbouw is door Deltares afgeleid uit het beschikbare grondonderzoek en geologische kennis en is weergegeven in Figuur 2.2.



Figuur 2.2: Bodemopbouw profiel 40.5 +0.58

Om een uiteindelijk oordeel over een traject of dwarsprofiel te kunnen geven moeten relevante onzekerheden in de ondergrond over het traject (of dijkvak) te worden beschouwd. Dit aspect wordt in bijlage G van Rozing (2017) uitgewerkt.

2.4.2 Bodemopbouw 2035

De bodemopbouw in 1953 is gelijk gehouden aan de bodemopbouw in de huidige situatie. Er is alleen een correctie voor de autonome bodemdaling aangebracht. Deze is verwerkt in het niveau van de bovenkant van de bovenste veenlaag (achterland) en humeuze kleilaag (kruin). Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat het effect van deze aanname beperkt is, zie hoofdstuk 3. Het niveau van de kruin en maaiveld in de teen is ten opzichte van de huidige situatie verlaagd met de tussen 2015 en 2035 aangenomen opgetreden bodemdaling.

2.4.3 Bodemopbouw 2010

De bodemopbouw in 2010 is gelijk gehouden aan de bodemopbouw in de huidige situatie. Er is alleen een correctie voor de autonome bodemdaling aangebracht. Hierbij is het effect verwerkt in het niveau van de bovenkant van de bovenste veenlaag (achterland) en humeuze kleilaag (kruin). Daarnaast is het niveau van de onderkant van het zandcunet in de kruin ten opzichte van de huidige situatie verhoogd met de tussen 1953 en 2015 aangenomen opgetreden bodemdaling.

2.5 Grondparameters

2.5.1 Huidige grondparameters

Voor deze rapportage zijn zowel semi-probabilistische als probabilistische analyses uitgevoerd. Daarom zijn voor elke grondparameter de volgende waarden afgeleid:

- Gemiddelde waarden
- Standaardafwijking of variatiecoëfficiënt

Met het gemiddelde en de variatie kan de verdeling van de parameter probabilistisch worden beschreven. Deze wordt gebruikt in de probabilistische analyse. Daarnaast kunnen uit de verdeling ook de waarden voor de deterministische analyses worden afgeleid:

- Karakteristieke waarden (5% onderschrijdingskans)
- Rekenwaarden (bepaald o.b.v. materiaalfactoren uit OI2014v3).

Er is gerekend met het CSSM-model, waarbij de sterkte van de grond in de met water verzadigde zone van de dijk wordt beschreven met de ongedraineerde schuifsterkte ratio S , de sterkte toename exponent m [-][-] en de grensspanning σ'_{vy} [kPa]. In de onverzadigde zone wordt met gedraineerd grondgedrag gerekend volgens het Mohr-Coulomb model met cohesie c [kPa] en de hoek van interne wrijving φ [°]. Voor de grondparameters boven de dagelijkse freatische lijn zijn gedraineerde waarden aangehouden. Als de freatische waterstand in de dijk stijgt (bijv. door infiltratie bij overslag) kan door structuurvorming en relatief hoge doorlatendheid boven de grondwaterstand voor deze zone uitgegaan worden van gedraineerd bezwijken.

Voor de afleiding van de deterministische en probabilistische parameterwaarden voor S , m , c en φ wordt verwezen Konstantinou (2017). In bijlage 1 zijn de toegepaste parameters weergegeven.

2.5.2 Grondparameters 2035

Van de grondparameters wordt verondersteld dat deze constant in de tijd zijn, zodat deze voor 2035 zijn gelijk gehouden aan de huidige situatie. De grensspanningspunten zijn mee verschoven met de geometrie (midden laag) en dezelfde waarden als in de huidige situatie zijn gehanteerd. Het effect hiervan op de sterkte is beperkt doordat de waarden van bodemdaling slechts gering zijn. De effectieve spanningen worden dus beperkt lager waardoor de ongedraineerde schuifsterkte iets kleiner is voor 2035 en iets groter voor 2010. Het uitgangspunt is daardoor conservatief en tevens wordt het effect verwaarloosbaar geacht.

2.5.3 Grondparameters 2010

De grondparameters zijn gelijk gehouden aan de huidige situatie. Dit is een conservatieve benadering voor klei, omdat de grensspanning door verouderingseffecten toeneemt. Voor veen is niet duidelijk of de sterkte in de tijd in sterkte toe- of afneemt. In dit rapport is er geen rekening gehouden met afname van sterkte van het veen zelf, maar alleen een afname in sterkte door autonome bodemdaling in het veenpakket.

Omdat kan worden aangenomen dat de grensspanning niet significant wijzigt zijn de grensspanningspunten mee verschoven met de geometrie (midden laag) en dezelfde waarden als in de huidige situatie zijn gehanteerd. De effectieve spanningen zijn in de 2010 som dus iets hoger waardoor de ongedraineerde schuifsterkte iets groter is. Het uitgangspunt is daardoor conservatief en tevens wordt het effect verwaarloosbaar geacht.

2.6 Buitenwaterstand

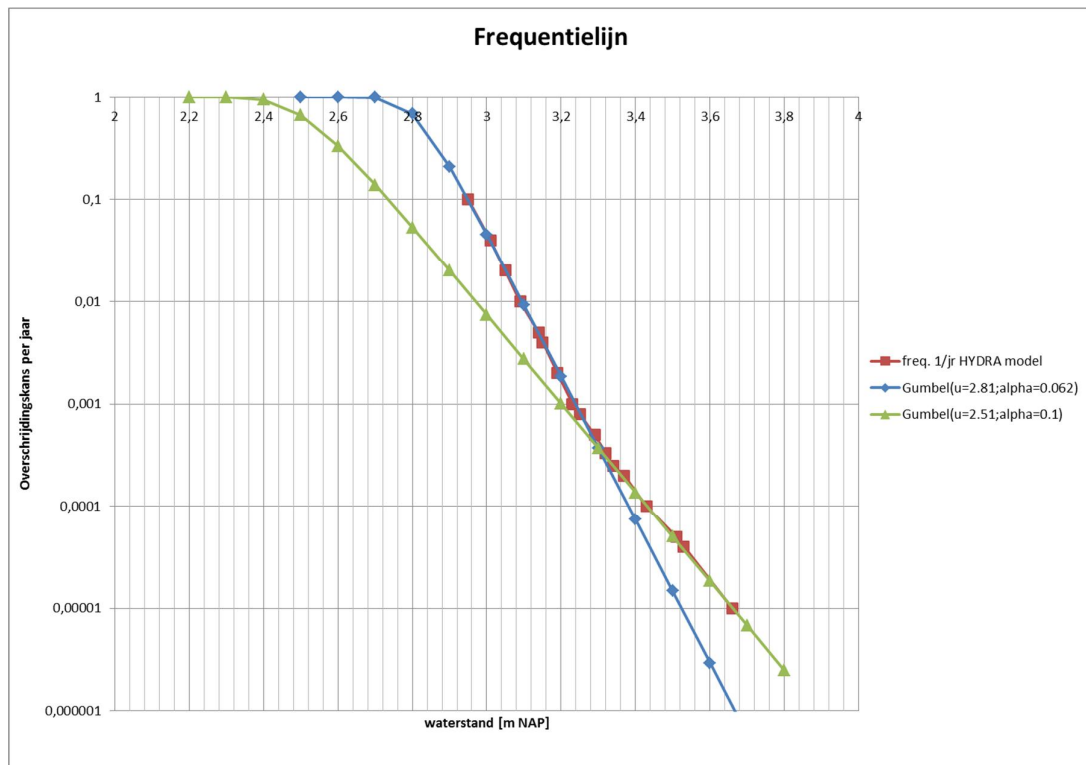
De buitenwaterstand ter plaatse van het dwarsprofiel wordt beïnvloed door twee processen: getij-indringing vanaf de Nieuwe Maas en rivierafvoer van de bovenstroomse rivieren. De dagelijkse waterstand varieert tussen NAP -0,40m (laagwater) en NAP +1,50m (hoogwater). De gemiddelde waterstand bedraagt NAP+0,27m.

De maatgevende hoogwaterstand ter plaatse van het profiel Dp 40.5+050m is in 2035 NAP +3,36 m. volgens de uitgangspuntennotitie van de consequentieanalyse van KIJK, (Fugro/RHDHV, jan 2016), zie ook Rozing et al. (2017). Dit uitgangspunt wordt gebruikt voor de semi-probabilistische gevoeligheidsanalyses. Deze waarden wijken gering af van de waarden van nieuwe Hydra-NL berekeningen die zijn uitgevoerd (van Hoven, okt 2016). Omdat het verschil voor MHW maar 4 cm bedraagt is het niet nodig om de semi-probabilistische sommen aan te passen op basis van de resultaten van het nieuwe Hydra-model. De MHW-waarde toegepast bij de deterministische sommen is NAP +3,36 m inclusief een onzekerheidstoeslag van 0.30 m. Bij een overstromingskans 1/3000 behoort volgens het nieuwe Hydra-NL model een waterstand van NAP +3,32 m.

Voor de kansverdeling voor de waterstand wordt wel gebruik gemaakt van de uitvoer van het nieuwe Hydra-NL model, zie van Hoven (okt 2016). Dit is inclusief een onzekerheidstoeslag van 0,3 m

Voor zowel de huidige situatie, het zichtjaar 2035 en de situatie in 2010 wordt dezelfde frequentielijn van de waterstanden gebruikt, zie Figuur 2.3. Eventuele verschillen in zeespiegelstijging tussen 2010 en 2035 worden niet beschouwd.

De beschikbare frequentielijn wordt gebruikt als kansverdeling voor de waterstand, waarbij geëxtrapoleerd wordt door twee Gumbel-fits, zie Figuur 2.3. De kansdichtheid van deze gecombineerde verdelingen is in de Probabilistic Toolkit ingevoerd als tabel.



Figuur 2.3 : Overschrijdingskans waterstand, profiel 40.5+75m

2.7 Polderpeil

Het polderpeil bedraagt NAP -2,2 m in 2010. Voor 2035 is de verwachting dat het polderpeil verlaagd wordt gelijk aan de autonome bodemdaling. Deze grootte en invloed is echter zeer beperkt.

2.8 Waterspanningen

2.8.1 Meetgegevens waterspanningsmeters

De waterspanningen onder dagelijkse omstandigheden zijn gebaseerd op waterspanningsmetingen. Deze zijn overgenomen uit Van Hoven (juni 2016) en weergegeven in Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Gemeten stijghoogten in waterspanningspunten onder dagelijkse omstandigheden

	Stijghoogte	Hoogte Meetpunt	Stijghoogte	Hoogte Meetpunt	Stijghoogte	Hoogte
	Bukr		talud		Teen	
	(m+NAP)	(m+NAP)	(m+NAP)	(m+NAP)	(m+NAP)	(m+NAP)
Maaiveld	0,0	3,7	0,0	2,80	0,0	-1,50
WSM1	1,6	0,35	-0,9	-1,03	-1,8	-2,29
WSM2	1,1	-1,25	0,8	-3,74	-3,0	-4,40
WSM3	-0,3	-3,85	-2,5	-7,34	-2,8	-7,51
Zand	-4,0	-8,00	-4,0	-8,00	-4,0	-9,30

De metingen van WSM1 en WSM2 ter hoogte van het talud zijn opmerkelijk, omdat de dieper gelegen waterspanningsmeter WSM2 een substantieel hogere waarde geeft dan WSM1. Als

controle zijn 2 waterspanningsmeters bijgeplaatst (ter hoogte van WSM 1 en 2) die beiden het waterspanningsbeeld bevestigen, er is hier echter geen directe verklaring voor.

2.8.2 Schematisering waterspanningen

Door de complexiteit van het waterspanningsverloop over de diepte, zijn de waterspanningen gemodelleerd met PL-lijnen, in plaats van de Waternet Creator. Dit betekent dat een parametrische invoer niet mogelijk is.

Hierbij representeert:

- PL1 = waterspanningsbeeld t.h.v. WSM 1 = freatische lijn
- PL2 = waterspanningsbeeld t.h.v. WSM 3
- PL3 = gemeten stijghoogte in het Pleistocene zand
- PL4 = waterspanningsbeeld t.h.v. WSM 2

De stijghoogte in het diepe zand ondervindt een zeer kleine respons van de buitenwaterstand, welke verwaarloosd kan worden. De stijghoogte wordt voornamelijk beïnvloed door de diepe polders in de Krimpenerwaard en Zuidplaspolder. De stijghoogte boven het slecht doorlatende basisveen en klei van Kreftenheye is iets lager.

- PL2 = NAP – 2,5 m
- PL3 = NAP – 4,0 m

Op basis van de metingen zijn voor PL1 en PL4 voor dagelijkse omstandigheden de waterstand geschematiseerd volgens Tabel 2.2. Hierin is eveneens aangegeven hoe voor waterstanden tussen dagelijks en MHW de hoogte van de piezolijnen is geïnterpoleerd, dit is een lineaire interpolatie tussen dagelijks en MHW.

Tabel 2.2 Aangehouden freatisch peil en stijghoogte PL1 en PL4 onder dagelijkse omstandigheden en MHW

	Waterstand	Buitenwaterstand	BUK	talud	teen	achterland
		Punt01 en Punt02	Punt03	Punt05	Punt06	Punt07
		X = -19,5 en X = -6	X = -3	X = 7	X = 12,5	X = 40
PL1	dagelijks	1,60	1,6	-0,9	-1,8	-2,2
	Tussen dagelijks en MHW (RESPONS PL 1 op buitenwaterstand h)		$y=0,51h+0,886$	$y=0,255h-1,257$	$y=0,153h-2,014$	-2,2
	MHW	3,36	2,6	-0,4	-1,5	-2,2
PL 4	dagelijks	1,40	1,5	0,8	-3	-3
	Tussen dagelijks en MHW (RESPONS PL 1 op buitenwaterstand h)		$y=0,51h+0,786$	$y=0,255h+0,443$	$y=0,153h-3,214$	-3
	MHW	3,36	2,5	1,3	-2,7	-3

In de berekeningen wordt bij verschillende buitenwaterstanden de stabiliteit berekend. Ook het freatisch peil van PL1 en stijghoogte van PL4 varieert hierbij. Om dit mee te nemen is in de Probabilistic Toolkit geprogrammeerd hoe het verloop van PL1 en PL4 varieert, afhankelijk van de waterstand.

2.8.3 Modelling verzadiging

Bij een grote hoeveelheid overslag is het mogelijk dat het dijklichaam volledig verzadigd raakt. Uit Rozing et al. (okt 2017) volgt dat bij een overslagdebiet van 1l/s/m nog niet met volledige verzadiging van het dijklichaam rekening gehouden hoeft te worden, maar bij 10l/s/m wel. De waterstand (en golfhoogte) waarbij dit overslagdebiet het meest waarschijnlijk is, is aangehouden voor het schematiseren van de PL1 en PL4 lijn.

De combinatie van waterstand en golfhoogte waarbij overslag optreedt is onzeker. In Van Hoven (okt 2016) is een inschatting gemaakt van het overslagdebiet bij verschillende waterstanden. Hieruit volgt dat bij een waterpeil van NAP +3,32 m een overslagdebiet van 1 l/s/m' aannemelijk is, maar er nog niet genoeg infiltratie is om een significante afwijking van de freatische lijn te veroorzaken. De hoogte PL1 en PL4 wordt dan geïnterpoleerd tussen dagelijks en MHW omstandigheden. Bij een waterpeil van NAP +3,67 m is een overslagdebiet van 10 l/s/m' aannemelijk en is er zo veel infiltratie dat de dijk volledig verzadigd verondersteld wordt.

Omdat het belastingeffect (schematisering van de freatische lijn) onzeker is voor tussenliggende punten, wordt de betrouwbaarheidsindex bij tussengelegen waterstanden niet direct berekend maar geïnterpoleerd.

Voor waterstanden hoger dan deze NAP +3,67 zal de faalkans niet toenemen omdat het dijklichaam dan maximaal verzadigd wordt gemodelleerd. Voor hogere waterstanden loopt de fragility curve dus vlak.

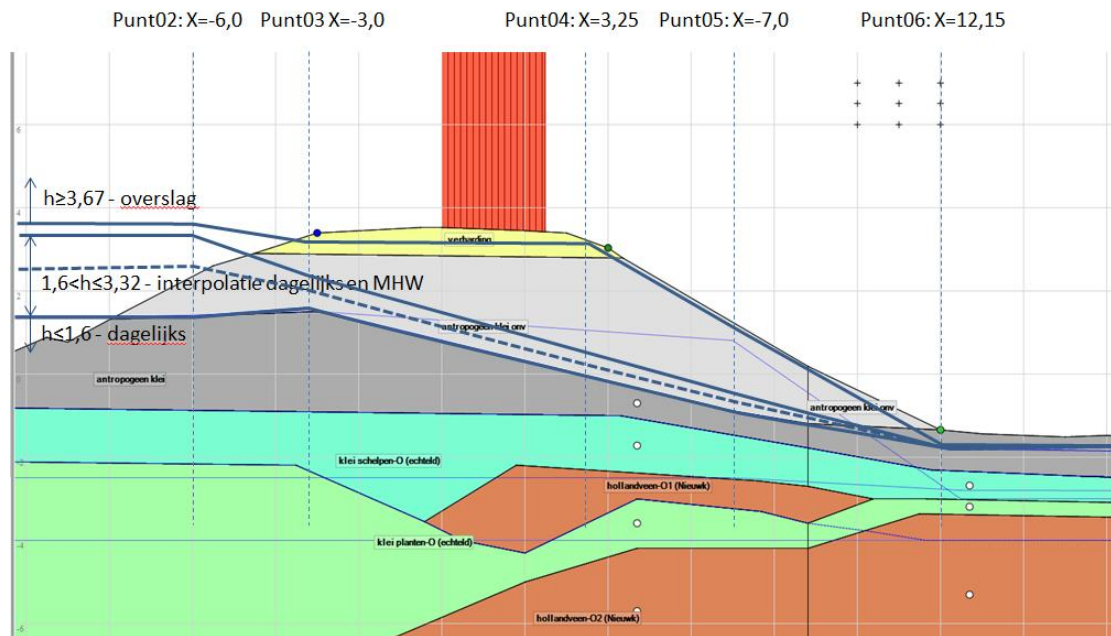
De huidige kruinhoogte voldoet niet aan het vereiste hydraulisch belastingsniveau (HBN). Voor de waterpeilen waarbij overslag optreedt wordt verondersteld dat het hoogtetekort van de kruin t.o.v. het HBN opgelost niet wordt opgelost door middel van dijkverhoging maar een maatregel zoals bijvoorbeeld een keermuur in de buitenkruinlijn. In de stabiliteitsberekeningen wordt uitgegaan van een kruinhoogte van NAP +3,52 in 2035. Voor meer toelichting over het afleiden van de waterstand bij een bepaald overslagdebiet wordt verwezen naar Hoven van A. (2016).).

2.8.4 Overzicht schematisering per waterstand

In Tabel 2.3 is een overzicht gegeven van het verloop van PL1 en PL4 in de dijk bij verschillende waterstanden weergegeven. In Figuur 2.4 is dit schematisch weergegeven.

Tabel 2.3 Overzicht schematisering waterspanningen bij verschillende buitenwaterstanden

Buitenwaterstand h [m NAP]	Beschrijving	Schematiseren PL1 (freatisch) en PL4 (stijghoogte) in dijk
$h \leq 1,6$	Buitenwaterstand h lager dan dagelijkse omstandigheden	Freatische lijn PL1 en stijghoogte PL4 gelijk aan niveau dagelijkse omstandigheden (vaste punten)
$1,6 < h \leq 3,32$	Buitenwaterstand h hoger dan dagelijks, maar lager dan peil bij overslagdebiet van 1 l/s/m^2	Lijnen interpoleren tussen dagelijks en MHW
$3,32 < h < 3,67$	Buitenwaterstand h hoger dan peil bij overslagdebiet van 1 l/s/m^2 , lager dan peil bij overslag van 10 l/s/m^2	Geen stabiliteitsberekening bij dit waterpeil
$h \geq 3,67$	Buitenwaterstand h hoger dan peil bij overslagdebiet van 10 l/s/m^2	Dijk volledig verzadigd: freatische peil (PL1) op minder dan 0,2 m maaiveld, stijghoogte (PL4) interpoleren tussen situatie dagelijks en MHW.



Figuur 2.4: Schematisering freatische lijn bij verschillende buitenwaterstanden.

2.9 Bovenbelasting

2.9.1 Verkeersbelasting in 2035

Volgens het waterschap moet er rekening gehouden worden met een verkeersbelasting van 15kPa. Bij waterstand hoger dan de maalstop NAP +2,6 mag er van een verkeersbelasting van 12kPa uitgegaan worden. Bij waterstanden hoger dan de normomstandigheden kan van 5kPa worden uitgegaan. Door een lagere verkeersbelasting bij hogere waterstanden, kan de faalkans afnemen bij hogere waterstanden. Om geen oplopende betrouwbaarheidsindex te krijgen, is bij berekeningen bij een hogere waterstand dan de maalstop toch uitgegaan van een verkeersbelasting van 15 kPa.

Uit de resultaten blijkt dat dit geen effect heeft op de resultaten zolang er geen overslag plaatsvindt. Bij een waterstand hoger dan de waterstand bij overslag zal de faalkans wel omlaag gaan en kan wel van een kleinere verkeersbelasting uitgegaan worden. Bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' (NAP +3,67 m) zal de dijk volledig verzadigd zijn en zal wel een kleinere faalkans aanwezig zijn. Daarom is voor een waterstand hoger dan NAP +3,67 m wel een verkeersbelasting van 5 kPa toegepast. Samengevat (T =verkeersbelasting):

$T=15$ kPa bij $h \leq 2,6$ (waterpeil lager dan of gelijk aan maalstop)

$T=15$ kPa bij $2,6 < h \leq 3,32$ (waterpeil hoger dan maalstop en lager dan peil bij overslag)

$T=5$ kPa bij $h \geq 3,67$ (waterpeil hoger dan peil bij overslagdebiet 10 l/s/m')

De belasting grijpt aan op rand asfalt bij de binnenkruin en heeft een breedte van 2,5 m. Ten aanzien van de bovenbelasting is uitgegaan van 0% aanpassing en een spreidinghoek van 0 graden, zie Rozing et al. (2017).

2.9.2 Verkeersbelasting in 2010

Als observatie is uitgegaan van extreem zwaar transport in 2010 van 14,5 kPa aangrijpend op rand asfalt bij de binnenkruin, zie Rozing et al. (2017). Deze waarde is gebaseerd op een belasting van 99,5 ton verspreid over een lengte van 27 met asbreedte van 2,5 m, zoals vermeld in het verslag van de vergunning. Hoewel niet expliciet vermeld, kan gezien de aard van het transport worden verondersteld dat het transport in beide richtingen heeft plaatsgevonden en dus ook aangreep langs rand asfalt aan de zijde van de binnenkruin.

Een aanvullende berekening is uitgevoerd waarbij faalkans updating is uitgevoerd, waarbij de impact van een hoog water in de berekening van 2010 (om de observatie van 1953 te benaderen zonder de geometrie aan te hoeven passen). Bij deze observatie van hoog water is ervan uitgegaan dat geen verkeersbelasting is opgetreden toen de dijk het hoog water heeft overleefd.

2.10 Modelling Semi probabilistische berekening

De semi-probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd met de beta versie van het programma D-Geo Stability (datum 19 april).

2.11 Modelling Probabilistische berekening

De methode van het uitvoeren van probabilistische berekeningen wordt beschreven in Kanning en Schweckendiek (2016).

2.11.1 Software

De probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd met het programma Probabilistic Toolkit versie 1.7.12, gelinkt aan de beta versie van het programma D-Geo Stability (datum 19 april).

2.11.2 Modelling van variabelen met stochastische parameters

Bij de probabilistische berekeningen wordt gerekend met de kansverdeling voor de volgende variabelen:

- Grondparameters S en m
- Grensspanningen
- Modelonzekerheid

Grondparameters S en m

In Konstantinou (2017) worden de waarden gegeven voor de kansverdeling voor de schuifsterkte factor S en sterkte-toename exponent m . Deze zijn gebaseerd op het

uitgevoerde laboratoriumonderzoek en worden uitgedrukt in een gemiddelde en standaardafwijking, inclusief uitmiddeling langs het glijvlak. In bijlage 1 van dit deelrapport zijn de waarden weergegeven

Om verschil te maken in schuifsterkte onder en naast de dijk, is een verticale laagscheiding gemaakt. Voor de sterkteparameters S en m , wordt per grondlaag voor beide stukken één kansverdeling gebruikt.

Grensspanningen

In Konstantinou (2017) zijn de grensspanningen afgeleid. Deze worden ook in het overzicht van bijlage 1 gepresenteerd. De kansverdeling wordt beschreven met een gemiddelde waarde en een variatiecoëfficiënt en middels een lognormale verdeling in de berekening meegenomen.

Er is onderscheid gemaakt tussen grensspanningen onder en naast de dijk. Er is een hogere grensspanning aangehouden onder de dijk. Dit is gedaan door per laag een splitsing te maken in de lagen halverwege het talud.

De grensspanning is voor iedere laag op een punt in het midden van de laag gedefinieerd. Het model veronderstelt voor een laag een constante POP.

Modelonzekerheid

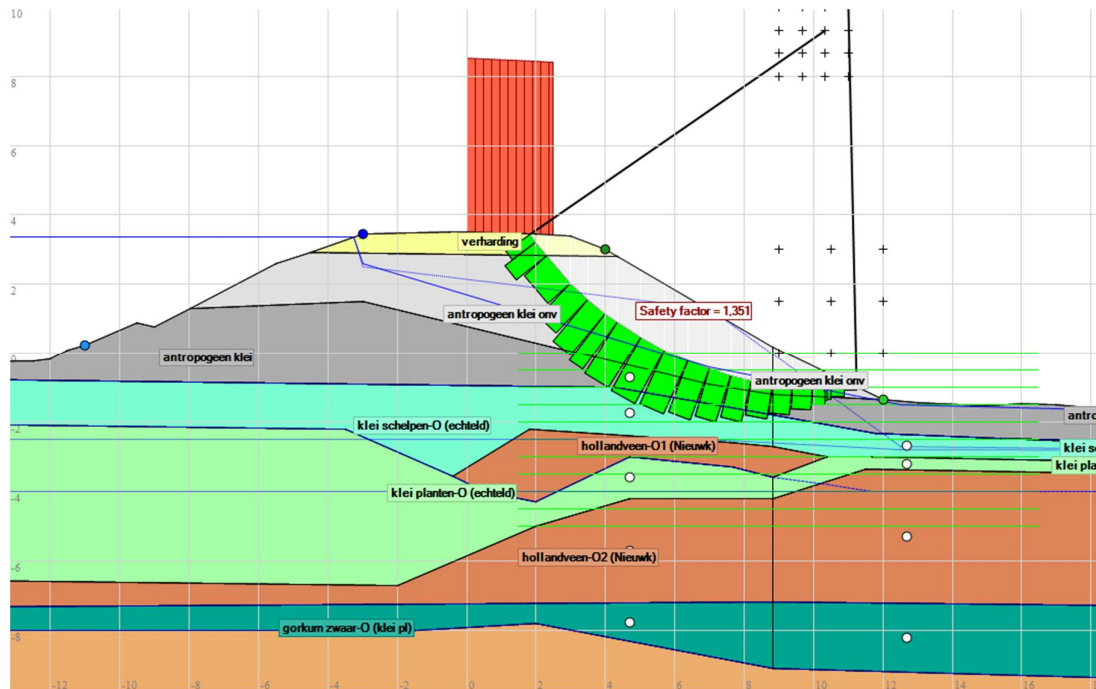
Voor de berekening van de fragility curves van de probabilistische berekening is rekening gehouden met een onzekerheidsmarge van het model, de modelonzekerheid. Het gemiddelde bedraagt 1,0 en de standaardafwijking 0,033 (Schematiseringshandleiding Macrostabyliteit.)

3 Semi-probabilistische analyse

De eerste stap bestaat uit het uitvoeren van een semi-probabilistische (deterministische) stabiliteitsberekeningen. De berekeningen zijn uitgevoerd met het schuifvlak model Uplift-Van.

3.1 Basis situatie (variant 0)

Voor de basissituatie is uitgegaan van de base case berekening van de dijk in 2035. Voor de sterkteparameters wordt met rekenwaarden gerekend. De berekende stabiliteitsfactor (SF) voor de schematisering bij MHW zonder modellering van overslag, bedraagt 1,35, wat hoger is dan de eis van 1,28. Hierbij is echter geen rekening gehouden met een verzadigde dijk door overslag of infiltratie in het zandcunet. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in figuur 3.1.



Figuur 3.1: Resultaat stabiliteitsberekening variant 0 (toets 2035)

Uit figuur 3.1 blijkt dat het maatgevende glijvlak relatief ondiep insnijdt in de dijk. Het glijvlak loopt vrijwel geheel door het onverzadigde deel van de antropogene klei. Dit is goed te verklaren door de steilheid van het talud (ca 1v:1,75h) in combinatie met de aanzienlijke kerende hoogte (ca. 5 m) en een stijghoogte in het watervoerend pakket die lager ligt dan het polderpeil (geen sprake van een opdrijfsituatie).

Hieruit blijkt dat met name de eigenschappen van het antropogene materiaal van belang zijn bij vergelijkbare dijken langs de Hollandse IJssel.

Om meer inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de stabiliteitsfactor voor verschillende uitgangspunten zijn een aantal varianten beschouwd.

3.2 Variaties grondparameters

Om het effect van onzekerheid in de grondparameters te onderzoeken zijn stabiliteitsanalyses gemaakt voor de toets situatie met rekenwaarden, representatieve waarden en gemiddelde waarden van de grondparameters. Dit betreft zowel waarden voor de materiaaleigenschappen als de grensspanning. De resultaten zijn weergegeven in tabel 3.1.

Tabel 3.1 : Berekeningsresultaten variaties grondparameters

Var.	Geo-metrie	Boven-belasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Bodem-opbouw	SF Uplift Van [-]
0	2035	15	MHW	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,35
1	2035	15	MHW	Representatief	Aangeleverd	1,48
2	2035	15	MHW	Gemiddeld	Aangeleverd	1,87

Uit Tabel 2.1 blijkt dat er een groot verschil tussen de resultaten bij gemiddelde en representatieve waarden is. Hieruit blijkt dat (reducerbare) onzekerheden in de materiaaleigenschappen en de grensspanning een relatief grote invloed op de stabiliteitsfactor hebben. De spreiding in de schuifsterkte-ratio en de hoek van inwendige wrijving is beperkt. De meeste onzekerheid zit in de grensspanningen en de cohesie van het dijksmateriaal.

3.3 Variaties hydraulische belasting

Met betrekking tot de hydraulische belasting zijn drie situaties beschouwd, namelijk:

- Situatie met de dagelijkse buitenwaterstand (NAP +1,6 m, ongeveer GHW)
- Situatie bij maatgevend hoogwater zonder overslag (NAP +3,36 m =MHW). Hierbij dient het hoogtetekort dus anderszins opgelost worden met bijvoorbeeld een keerwand.
- Situatie bij maatgevend hoogwater met infiltratie door overslag (grondwaterstand binnenkruinlijn op MHW niveau, grondwaterstand in de binnenteen op 0,1 m onder maaiveld)

De resultaten van deze gevoeligheidsanalyses zijn weergegeven in Tabel 3.2.

Tabel 3.2 : Berekeningsresultaten variaties hydraulische belasting

Var.	Geo-metrie	Boven belasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Bodem-opbouw	SF Uplift Van [-]
3	2035	15	Dagelijks	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,37
0	2035	15	MHW	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,35
22	2035	15	MHW+ overslag	Rekenwaarden met materiaalfactoren gelijk aan 0 volgens memo KPR (Visser 2016)	Aangeleverd	0,71

De berekende stabiliteitsfactor (SF) van 1,35 bij MHW dient getoetst te worden aan een waarde van 1,28 (§2.2) en voldoet. De berekende SF van 0,71 bij MHW met overslag dient getoetst te worden aan een waarde van 1,13 (§2.2) en voldoet niet.

Uit tabel 3.2 blijkt dat de stabiliteitsfactor voor een dagelijkse waterstand als hydraulische belasting vrijwel identiek is aan de stabiliteitsfactor bij MHW. Dit wordt veroorzaakt door de beperkte respons van de grondwaterstand op de buitenwaterstand. Ter plaatse van de

binnenkruinlijn neemt de grondwaterstand met ca. 0,5 m toe. De berekende afname van 0,01 wordt naar verwachting veroorzaakt door model(on)nauwkeurigheid.

De stabiliteitsfactor bij een verzadigde dijk als gevolg van overslag (variant 19) laat een significante afname van de veiligheid zien. Daarnaast is de maatgevende glijcirkel anders: de glijcirkel ligt buiten de verkeersbelasting en ondieper. Hieruit kan worden afgeleid dat de keuze voor de waterstand waarbij verzadiging van het binnentalud door overslag gaat optreden een belangrijke modelleerkeuze is.

3.4 Variaties verkeersbelasting

Ook is gevarieerd met de verkeersbelasting. Uit Figuur 3.1 blijkt dat de verkeersbelasting gedeeltelijk binnen de maatgevende glijcirkel ligt. De stabiliteitsfactor is berekend voor drie mogelijke waarden voor de bovenbelasting, namelijk 5 kPa, 12 kPa en 15 kPa. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Berekeningsresultaten variaties verkeersbelasting

Var.	Geometrie	Bovenbelasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Bodemopbouw	SF Uplift-Van [-]
0	2035	15	MHW	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,35
7	2035	12	MHW	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,37
18	2035	5	MHW	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,40
4	2035	0	MHW	Rekenwaarden	Aangeleverd	1,41

Uit tabel 3.3 blijkt dat de variaties in verkeersbelasting leiden tot enkele procenten variatie in stabiliteitsfactor. Hieruit blijkt dat de invloed van de verkeersbelasting op de stabiliteit gering is. Dit komt omdat een de maatgevende glijcirkel vrij ondiep ligt waardoor maar een klein deel van de verkeersbelasting binnen de glijcirkel valt en bijdraagt aan bezwijken.

3.5 Variaties geometrie

Bij de variaties in geometrie is het effect van de autonome bodemdaling inzichtelijk gemaakt. Hierbij is de geometrie tussen 2035 en 2010 met elkaar vergeleken. De berekeningsresultaten zijn weergegeven in Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Berekeningsresultaten variaties geometrie

Var.	Geometrie	Bovenbelasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	SF Uplift-Van [-]
0	2035	15	MHW	Rekenwaarden	1,35
5	2010	15	MHW	Rekenwaarden	1,29

Uit tabel 3.4 blijkt dat de autonome bodemdaling enige invloed heeft. Dit wordt met name veroorzaakt door de verflauwing van het relatief steile talud. Omdat het maatgevende glijvlak relatief ondiep is, heeft de helling van het talud relevante invloed op de berekende stabiliteitsfactor.

3.6 Andere maatgevende glijvlakken

Mogelijk zijn andere (diepere) glijvlakken ook relevant. Hiertoe wordt voor de 0-variant een stabiliteitsfactor voor glijvlakken op verschillende dieptes berekend, zie Tabel 3.5

Tabel 3.5 : Berekeningsresultaten variaties diepte glijvlak

Var.	Geo- metrie	Boven belasting [kN/m ²]	Hydrauli- sche belasting	Grond- parameters	Onderkant glijcirkel [m NAP]	SF Uplift Van [-]
0	2035	15	MHW	Rekenwaarden	-1,0	1,35
0d	2035	15	MHW	Rekenwaarden	-4,3	1,40

Het blijkt dat glijcirkels die dieper liggen weliswaar een hogere stabiliteitsfactor hebben, maar dat het verschil met het ondiepe glijvlak klein is. In probabilistische sommen zullen dus meerdere glijvlakken beschouwd moeten worden.

3.7 Variaties bodemopbouw

Op dit moment zijn er geen variaties in bodemopbouw beschouwd. Het onderzoek naar het effect van deze variaties, bijvoorbeeld ook langs het beschouwde dijkvak waarvoor een dwarsprofiel representatief kan worden verondersteld, wordt apart uitgevoerd.

3.8 Samenvatting

In onderstaand overzicht zijn de belangrijkste varianten samengevat in een overzicht.

Beschrijving	Water- stand [m+NAP]	Verkeers- belasting [kN/m ²]	Overslag/ infiltratie	Parameters	SF bere- kend	SF eis	Variant (ref bere- kening)
base case toets 2035	MHW	15	nee	rekenwaarden	1,35	1,28	0
verwachtingswaarden	MHW	15	nee	gemiddeld	1,87		2
lagere waterstand	GHW	15	nee	rekenwaarden	1,42		3
minder verkeersbelasting	MHW	5	nee	rekenwaarden	1,40		18
geometrie 2010	MHW	15	nee	rekenwaarden	1,29		5
effect overslag & infiltratie	MHW	15	ja (dijk verzadigd)	rekenwaarden (mat fact=0)	0,71	1,13	22
base case observatie (2010 extr transport)	1,6	14,5	nee	rekenwaarden	1,32		20
base case observatie (geometrie van 2010, waterpeil 1953)	3,8	0,0	ja	rekenwaarden	0,70		21

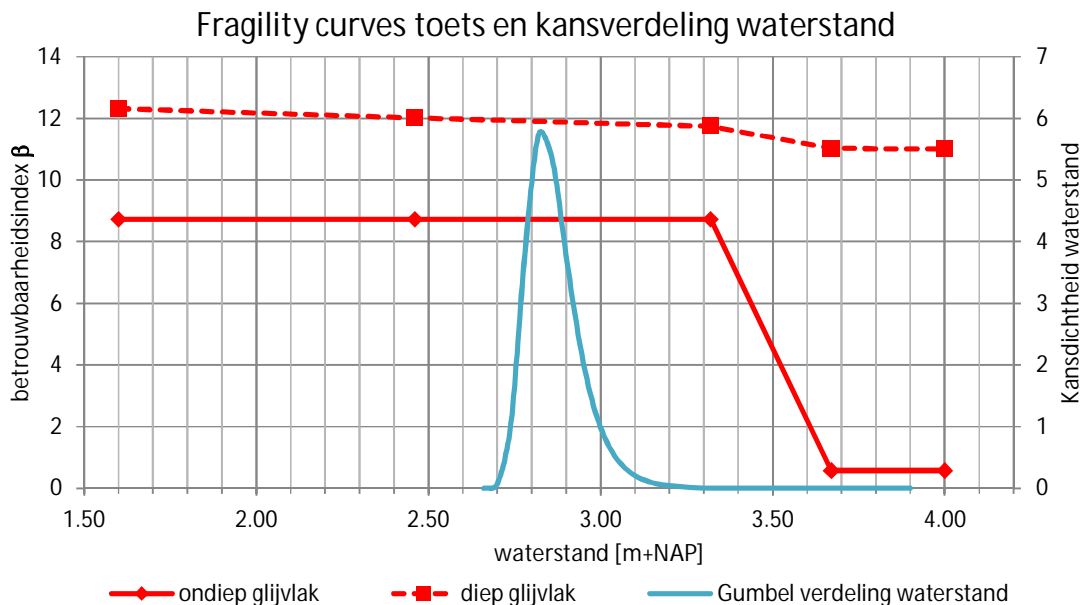
4 Faalkans berekening en faalkans updating

Dit hoofdstuk beschrijft de probabilistische stabiliteitssom voor de toets in 2035. De probabilistische modellering, fragility curve en faalkans zullen worden beschouwd (stap 2). Vervolgens is berekend in hoeverre deze faalkans met behulp van faalkans updating (stap 3) gereduceerd kan worden door het overleefde extreme transport in 2010 te beschouwen.

4.1 Faalkans toetsituatie (a-priori, stap 2)

De toetsituatie 2035 is gemodelleerd zoals beschreven in hoofdstuk 2. Voor verschillende waterstanden is de conditionele faalkans berekend door de sterkteparameters S , m en grensspanning als stochast te modelleren. De beschouwde waterstanden zijn karakteristiek voor de modellering van waterspanning, zie paragraaf 2.8.

De berekende faalkans bij gegeven waterstanden worden gepresenteerd in een fragility curve. Hierin wordt de betrouwbaarheidsindex gegeven een bepaalde waterstand tegen deze waterstand uitgezet. De berekende fragility curve voor de toets is in rood weergegeven in Figuur 4.1.



Figuur 4.1 Fragility curve toets situatie 2035 en kansverdeling van de waterstand h

In de berekening wordt per stochast de gevoeligheid bepaald om vast te stellen welke onzekerheid de grootste invloed heeft. Uit de berekeningen volgt dat de volgende variabelen de grootste 'influence factor' hebben. De maatgevende glijcirkel wordt gedomineerd door deze parameters:

- Cohesie van de onverzadigde antropogene klei: 38% bij onverzadigde dijk, 98 % bij verzadigde dijk
- De 'model factor': 62% bij onverzadigde dijk, 2 % bij verzadigde dijk

Het valt op dat de conditionele faalkans bij lage waterstanden laag is. Echter vanaf het moment dat de dijk volledig verzadigd gemodelleerd wordt (waterstanden boven 3,67) is de

conditionele faalkans relatief hoog. Deze hoge waterstanden hebben echter maar een kleine kans van voorkomen dat te zien is aan de kansverdeling van de waterstand in blauw.

Op basis van de fragility curve en de kansverdeling van de waterstand is de totale faalkans bepaald. Deze bedraagt $2,7E-06$ voor de ondiepe glijcirkel. De betrouwbaarheidsindex hierbij is $\beta=4,51$. Het probabilistische ontwerppunt ligt bij een waterstand 3,72 wat aangeeft dat de totale faalkans gevoelig is voor de waterstand waarbij de dijk volledig verzadigd wordt gemodelleerd. De mate van verzadiging bij extreme waterstanden blijkt het dominante belastingeffect te zijn. De resultaten zijn samengevat in Tabel 4.1.

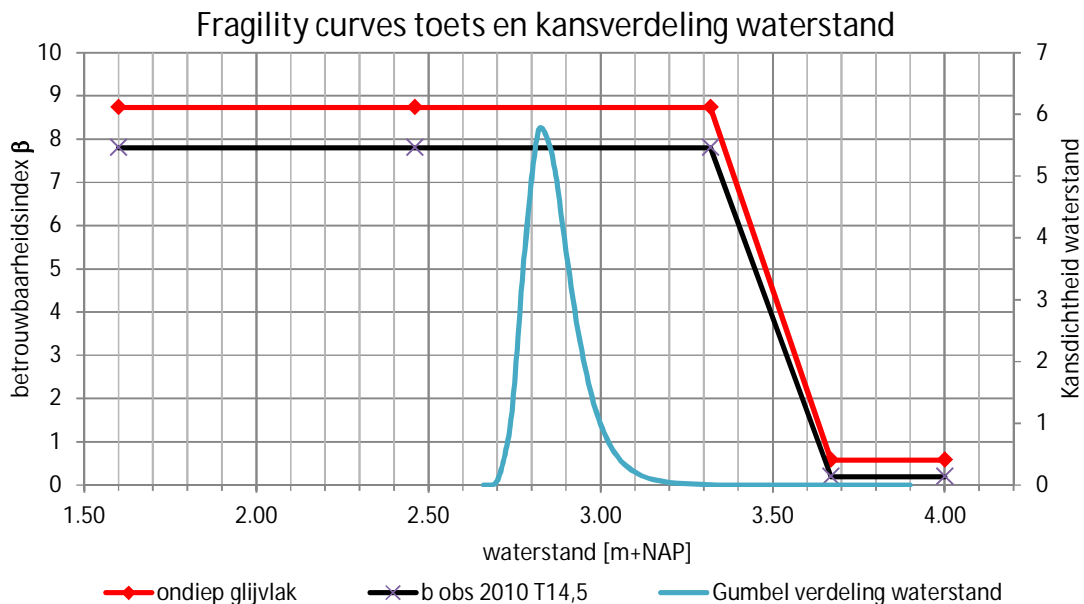
Zoals in hoofdstuk 3 is aangegeven is de stabiliteitsfactor voor de diepe glijcirkel groter. Het blijkt dat de faalkans van deze diepe glijcirkel kleiner is dan de ondiepe glijcirkel. Het combineren van de voorwaardelijke faalkansen met de kansverdeling van de waterstand leidt tot een betrouwbaarheidsindex groter dan 8, wat betekent dat de faalkans verwaarloosbaar klein is voor de diepe glijcirkel. De resultaten zijn samengevat in Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Faalkans en betrouwbaarheidsindex toetssituatie

Situatie	Geometrie	Glijcirkel	Betrouwbaarheidsindex β [-]	Faalkans P [-]
Toets	2035	Ondiep	4,51	$2,7E-06$
Toets	2035	Diep	>8	< $1E-15$

4.2 Faalkans updating (stap 3): observatie extreem transport in 2010

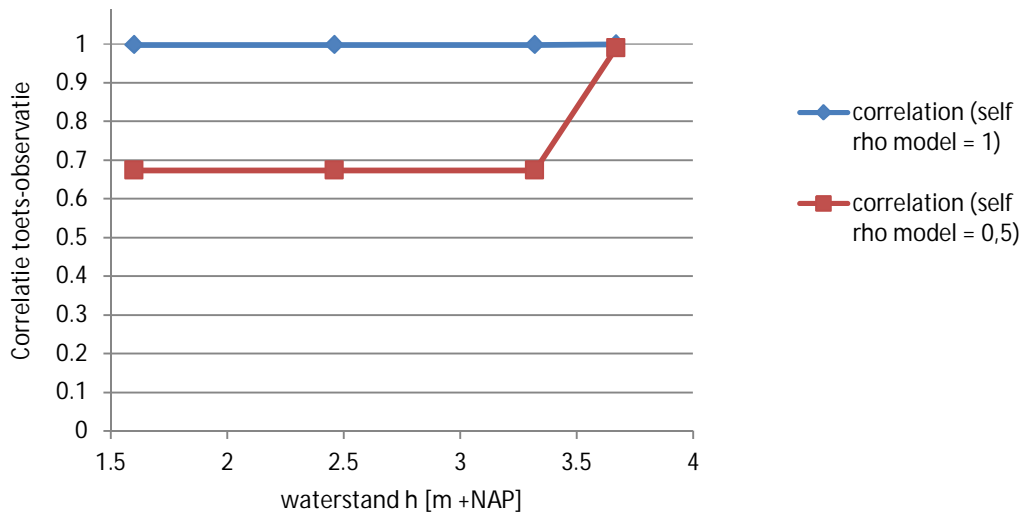
In 2010 is er een extreem zwaar transport over de dijk geweest. De dijk heeft deze belastingssituatie overleefd, zodat deze gebruikt wordt om de faalkans te updaten. Hiertoe wordt eerst een fragility curve van de observatie gemaakt. Deze verschilt van de fragility curve van de toets, omdat de geometrie en de belasting anders was, zie Figuur 4.2.



Figuur 4.2 Fragility curve toets situatie 2035 en observatie situatie 2010

Voor de base case toets en observatie wordt faalkans updating toegepast. De mate waarin de faalkans updating mogelijk is hangt af van de mate waarin het bezwijkgedrag van de

observatie en toets vergelijkbaar zijn. Glijcirkels kunnen verschillend zijn bij verschillende waterstanden. Daarom wordt voor verschillende waterstanden de correlatie vastgesteld. Hiervoor is eerst de correlatie tussen deze twee situaties bepaald. Hierbij is onderscheid gemaakt in een volledige correlatie van de modelfactor in de tijd en gedeeltelijke correlatie van de modelfactor in de tijd (correlatie 0,5). Uit figuur 4.3 blijkt dat bij de beschouwde waterstanden de correlatie 0,9990 is. Als voor de modelfactor wordt uitgegaan van een correlatiecoëfficiënt van 0,5 daalt de correlatiecoëfficiënt tussen toets en observatie naar ca. 0,7.



Figuur 4.3 Correlatiecoëfficiënten per waterstand tussen fragility curves 2035 en 2015

Op basis van de overleefde belasting van extreem zwaar transport in 2010 is de faalkans voor de 2035 situatie geüpdatet. De geupdate a-posteriori faalkans bedraagt $3,2E-6$ ($\beta = 4,51$), zie overzicht in tabel 4.1.

Tabel 4.2 : Berekeningsresultaten faalkansupdating met extreem transport in 2010

Observatie	Glijcirkel	A-Posteriori betrouwbaarheidsindex β [-]	A-Posteriori Faalkans P [-]
Extreem zwaar transport (2010), waterstand observatie [m+NAP] 1,60	Ondiep	4,51	3,2E-06
Extreem zwaar transport (2010), waterstand observatie [m+NAP] 1,60	Diep	>8	<1E-15

De observatie van extreem transport blijkt geen belastingsituatie te zien die de faalkans reduceert. Dit blijkt uit de kans op overleven van de observatie ≈ 1 . Uit de gevoeligheidsanalyse van hoofdstuk 3 bleek al dat de invloed van de verkeersbelasting gering is.

De mate waarin Faalkans Updating mogelijk is hangt af van de mate waarin het bezwijkgedrag van de observatie en toets vergelijkbaar zijn. Hiervoor is eerst de correlatie tussen deze twee situaties bepaald. Omdat glijcirkels verschillend kunnen zijn bij verschillende waterstanden, is het van belang om voor verschillende waterstanden de correlatie vast te stellen. De berekende correlatie tussen de situaties is 0,9990. Dit betekent dat de situaties sterk vergelijkbaar zijn.

Voor de berekening met overslag is de influence factor van de modelfactor groot, 98%. Dat betekent dat de modelfactor grote invloed heeft op het resultaat. Voor de betrouwbaarheid van de updating is het daarom van belang dat de modelfactor juist is. Dit is het geval als de gesimuleerde condities bij de toets aansluiten bij de toets condities. Aandacht zal besteed moeten worden in hoeverre de modelfactor terecht is. Omdat in dit geval faalkans updating niet oplevert heeft dit geen zin.

4.3 Schematiseringsverantwoording

4.3.1 Toepasbaarheid methode

Voor het toepassen van de methode met fragility curves dienen de glijcirkels vergelijkbaar te zijn. Voor deze analyse zijn alleen de ondiepe glijcirkels door het dijksmateriaal beschouwd. Wel moet worden opgemerkt dat bij de hogere waterstanden, waarbij verzadiging optreedt de glijcirkels (nog) ondieper zijn. Omdat het punt waarbij verzadiging optreedt in de toets- en de observatie vrijwel gelijk zijn wordt dit acceptabel geacht. Indien dit niet duidelijk is, dienen beide glijvlakken apart te beschouwd te worden. Aangezien de faalkans updating in dit geval een beperkt effect heeft wordt dit voor nu niet nuttig geacht.

4.3.2 Schematisatiekeuzes en aannames

De belangrijkste schematisatiekeuzes en aannames zijn hieronder samengevat:

- Faalmechanismen: Alleen het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts is beschouwd. De zakking van de kruin heeft een gunstig effect op dit mechanisme. Echter, in verband met het mechanisme overslag en overloop is naar verwachting een verhoging van de kruin nodig. Het effect hiervan dient nog onderzocht te worden.
- Belastingssituaties: voor de Faalkans Updating is de belastingssituatie met extreem transport bekeken. De belastingssituaties met hoge freatische lijn is in het volgend hoofdstuk nader beschouwd. De belastingssituaties extreme neerslag is niet beschouwd.
- Bodemopbouw. Er is slechts rekening gehouden met één ondergrondscenario. Om uiteindelijke conclusies over het goed- of afkeuren van een dwarsprofiel te kunnen trekken dienen meerdere scenario's te worden beschouwd en gewogen. Voor die fase is het wel nodig om inzicht in het effect van verschillen in bodemopbouw te krijgen door verschillende dwarsprofielen te beschouwen.
- Geohydrologie: de respons op de buitenwaterstand is aangepast op basis van het gewijzigde niveau van de onderkant van het zandcunet, welke conservatief is geschat. Aangezien de duur van het hoogwater in 1953 en de toetssituatie 2035 vergelijkbaar is, is hier geen correctie voor uitgevoerd.
- Infiltratie door overslag: Op dit moment is geen informatie beschikbaar over de kans op een bepaalde overslag, gegeven een bepaalde waterstand. Daarom is hiervoor een praktische benadering gevolgd door een conservatieve inschatting te hanteren voor de toetssituatie. Hierbij is uitgegaan van volledige verzadiging van het binnentalud bij een overslagdebiet groter dan 10l/s/m voor de toetssituatie.
- 3D effecten: De beschouwde doorsnede ligt tussen 2 opritten. De afstand tussen de opritten is ca. 50 m. Deze breedte is vergelijkbaar met de breedte van een representatieve afschuiving. Afschuifvlakken groter dan de afstand tussen de opritten zijn onwaarschijnlijk. Voor de situatie tussen de opritten is een 2D benadering dus redelijk. Faalkans updating kan alleen gedaan worden voor het gedeelte tussen de opritten, omdat de doorsnedes ter plaatse van de opritten mogelijk door het gunstig effect hiervan ervoor heeft gezorgd dat de belasting situatie is overleefd.



- Representativiteit doorsnede: hoe representatief de beschouwde doorsnede is voor het dijkvak/traject wordt apart onderzocht, zie Rozenbrand (okt 2016).

5 Gevoeligheid faalkansanalyse

5.1 Inleiding

Uit hoofdstuk 4 is gebleken dat de betrouwbaarheidsindex β van 4,5 in de buurt zit van de gestelde eis van 4,8 maar net niet voldoet. Hierbij wordt opgemerkt dat voor deze eis wordt uitgegaan van een faalkansruimte factor van 0.04 (4%) voor macrostabiliteit van het binnentalud). Indien wordt uitgegaan van een faalkansruimte factor van 0.24 (24%) voor macrostabiliteit van het binnentalud) bedraagt de vereiste betrouwbaarheidsindex 4.4 en wordt wel voldaan aan de eis. Ook wordt vastgesteld dat de observatie van extreem zwaar transport geen aanvullende informatie geeft om de faalkans van de dijk te verlagen.

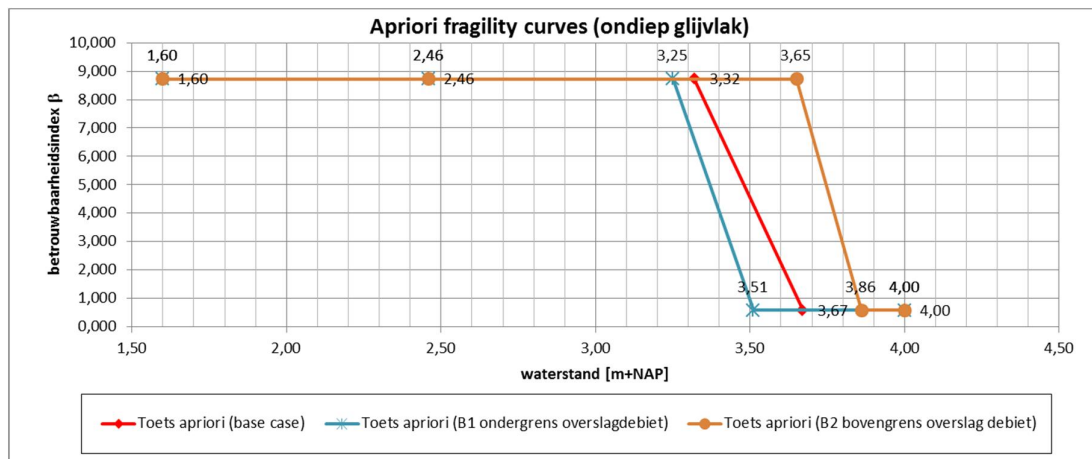
Middels aanvullende berekeningen zijn een aantal aspecten nader beschouwd om duidelijk te maken voor welke aannames de faalkans gevoelig is en welke belastingeffecten belangrijk zijn:

- A. Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet.
- B. Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten
- C. Faalkans updating met observatie veel overslag/verzadiging (hoog water)

De punten A en B hebben invloed op de a-priori faalkans (stap 2). Punt C heeft invloed op de geüpdate faalkans door de observatie van veel verzadiging. Deze punten zijn achtereenvolgens beschouwd.

5.2 Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet.

Infiltratie door overslag blijkt het belangrijkste belastingeffect voor de faalkans te zijn. Het peil waarbij overslag met veel infiltratie tot gevolg optreedt is zeer bepalend voor de faalkans. Het peil waarbij een overslagdebiet van 1 en 10 l/s/m' optreedt is berekend (Van Hoven, okt 2016). In de berekening van hoofdstuk 4 is geen onzekerheid meegenomen ten aanzien van deze waterstanden. In het document Van Hoven, okt 2016) is wel een onder- een bovengrens aangegeven voor het minimale en maximale waterpeil waarvoor het debiet van 1 of 10 l/s/m' kan optreden. Bij een laag waterpeil zal de dijk eerder verzadigen en is de faalkans lager. De a-priori fragility curve met bijbehorende faalkans voor de ondergrens (worst case) en bovengrens (meest gunstige scenario) is berekend en gepresenteerd in Figuur 5.1.



Figuur 5.1 Fragility curve toets situatie 2035 met onder- en bovengrens waterstand bij overslagdebiet

De resultaten van de faalkans berekeningen (waarbij de kansverdeling van de waterstand in beschouwing is genomen) zijn in Tabel 5.1 weergegeven. De analyse in deze paragraaf beschouwt dus alleen gevoeligheid van de a-priori faalkans en niet de faalkans updating met een overleefde belasting. De berekende faalkans t zou een factor 5 lager of factor 15 hoger kunnen zijn.

Tabel 5.1: Berekeningsresultaten variaties hydraulische belasting

	1 l/s/m	10 l/s/m*	Betrouwbaarheids-index β [-]	Faalkans P [-]
Laag	3,25	3,51	4,16	1,6E-5
Hoofdillustratiepunt	3,32	3,67	4,51	3,2E-6
Hoog	3,65	3,86	5,06	2,1E-7

5.3 Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten

In de basisberekening in hoofdstuk 4 is uitgegaan van een volledig verzadigde dijk bij een overslagdebiet van 10 l/s/m'. De berekende β gegeven een verzadigde dijk is 0,58. Uit deze waarde volgt de 'overall' β van 4,51.

Mogelijk kan met proefbelastingen aangetoond worden dat bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' de dijk slechts deels verzadigt. In dat geval zal de faalkans bij deze waterstand lager zijn. In deze paragraaf is de invloed van een grotere β bij overslag op de 'overall' a-priori β beschouwd. Voor verschillende (fictieve) conditionele β -waarden bij overslag is de overall β berekend.

Het nut van deze beschouwing is om te bepalen in hoeverre een hogere β bij overslag de faalkans kan reduceren, dit kan wellicht aangetoond worden met een proefbelasting. Opgemerkt wordt dat de analyse in deze paragraaf niet de faalkans updating van de observatie beschouwd. In Tabel 5.2 zijn de resultaten weergegeven.

Tabel 5.2 : Berekeningsresultaten variaties faalkans bij overslag

Berekening	β_{obs} overslag = 0,58 (base case h4)	β_{obs} overslag = 1,14	β_{obs} overslag = 1,9
Beta (base case, a-priori)	4,51	4,56	4,91
Faalkans per jaar	3,2E-06	2,2E-06	2,5E-07

Als de faalkans bij overslag met een factor 10 verkleint, doordat aangetoond kan worden dat de dijk niet volledig verzadigd bij een overslagdebiet van 10l/s/m, is de β bij overslag hoger. De overall β wordt dan ook een stuk hoger. Het is aannemelijk dat indien de dijk niet verzadigt, kan worden voldaan aan de vereiste β van 4,8. Hierbij wordt wederom opgemerkt dat voor deze eis wordt uitgegaan van een faalkansruimte factor van 0.04 (4%) voor macrostabiliteit van het binnentalud.

Indien kan worden aangetoond dat de dijk niet volledig verzadigd bij grote overslagdebieten wordt de faalkans significant kleiner en kan worden onderbouwd dat de dijk voldoet bij een faalkansruimte factor van 0.04).

Indien kan worden uitgegaan van minder extreme verzadiging waarbij (vrij arbitrair) het freatisch vlak tijdens overslag 0,5 m lager is geschematiseerd, zie figuur #, dan wordt de beta bij overslag 1,03.

5.4 Faalkans updating met observatie veel overslag/verzadiging (hoog water)

Uit probabilistische analyse blijkt dat verzadiging van het dijklichaam door overslag het dominante belastingeffect is. Observaties van dit belastingeffect zullen dus tot een groter effect van faalkans updating kunnen leiden. Omdat de dijk in 1953 een extreem hoog water heeft overleefd is faalkans updating uitgevoerd met een observatie voor hoog water. Voor de berekening is de geometrie van 2010 toegepast en dus niet aangepast voor 1953. Opgemerkt wordt dat dit dus een fictieve analyse is die is uitgevoerd om een indicatie van de invloed hiervan te kunnen geven). In 1953 heeft de dijk een waterstand van NAP +3,75 m overleefd (Van Hoven, sept 2016). Echter, de mate van verzadiging van het dijklichaam ten tijde van de historische situatie is onbekend. Er is alleen effect van faalkans updating als een significant belastingeffect is geobserveerd. In dit geval hangt dit niet af van de waterstand an sich die is opgetreden, maar het niveau van verzadiging van de dijk als gevolg van overslag in 1953.

Omdat in 1953 een kruinhoogte van NAP +3,65 m is gemeten (Van Hoven, sept 2016) is het zeer aannemelijk dat het buitentalud bij een waterstand van NAP +3,75 m fors overslag heeft plaatsgevonden (Dit ondanks het feit dat ongetwijfeld in 1953 noodmaatregelen zijn getroffen om de ergste overloop/overslag tegen te gaan) Daarom wordt in deze analyse verondersteld dat de dijk volledig verzadigd is geweest.

Voor de faalkans updating is ook de correlatie tussen deze historische situatie (1953) en de toetsituatie (2035) niet berekend. De resultaten geven dus alleen een indicatie wanneer faalkans updating effectief is.

Indien de dijk ten tijde van de historische situatie volledig verzadigd was, bedraagt de geupdate faalkans $5,6E-7$ (beta = 4,87) en is dus een factor 5 lager dan de a-priori faalkans.

Uit de gevoeligheidsanalyse van hoofdstuk 3 werd al vastgesteld dat de invloed van het optreden van overslag met verzadigde dijk groot is. Hierdoor kan gesteld worden dat er veel geleerd worden uit de observatie van het hoog water met verzadiging en kan middels faalkans updating de faalkans verlaagd worden.

Voor de situatie van 1953 is aannemelijk te maken dat er overslag $\gg 1l/s/m$ is opgetreden, maar het effect op de verzadiging van de dijk is niet zo eenvoudig in te schatten. Een veilige aanname is het dijklichaam niet volledig verzadigd te veronderstellen, maar dit betekent dat er ook geen sprake van een significante belasting geweest is, waardoor faalkans updating slechts een beperkt effect heeft. In dat geval is het echter ook minder aannemelijk dat de dijk in 2035 zal verzadigen en zal de a-priori faalkans van de toets voor 2035 ook lager zijn. Toch kan dit niet worden uitgesloten. Een infiltratieproef kan hier meer zekerheid over geven.

6 Conclusies

6.1 Conclusies

Op basis van de resultaten kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- De stabiliteit van de dijk is hoog bij de waterstanden waarbij geen infiltratie bij overslag optreedt. De dijk voldoet in dat geval op basis van de semi-probabilistische berekening.
- De berekende stabiliteit van de dijk is zeer laag bij overslag. In theorie zal deze bezwijken bij volledige verzadiging.
- De berekende 'overall' betrouwbaarheidsindex β van de probabilistische berekening bedraagt 4,5 met een bijbehorende faalkans van $3,2E-6$ (a-priori). Hiermee voldoet de dijk net niet aan de vereiste norm van 4,8. Hierbij wordt opgemerkt dat voor deze eis wordt uitgegaan van een faalkansruimte factor van 0.04 (4%) voor macrostabiliteit van het binnentalud).
- De faalkans wordt niet verlaagd (geüpdatet) met de observatie van het overleefde extreem transport (2010). Dit komt doordat de dijk onder dagelijkse omstandigheden met een extreme verkeersbelasting rekenkundig toch al voldoet. Er kan daarom niets 'geleerd' worden van het overleven van deze gebeurtenis.
- De faalkans kan wel verlaagd worden door faalkans updating toe te passen op basis van een gebeurtenis waarbij de dijk volledig verzadigd is geweest. Mogelijk is dat in 1953 gebeurt maar dat is onzeker. Indien de dijk volledig verzadigd was in 1953 kan door updating de faalkans verhoogd worden van 4,5 naar de vereiste 4,8. Hoewel het gelet op de waterstand en kruinhoogte in 1953 aannemelijk is dat de dijk volledig verzadigd was, kan niet met zekerheid vastgesteld worden dat de dijk daadwerkelijk verzadigd was.
- Het risico is daardoor aanwezig dat de dijk in 1953 niet verzadigd was, terwijl deze in toets condities (2035) wel verzadigd kan raken. In dat geval levert faalkans updating niets op. Faalkans updating met hoog water levert dus alleen iets op als met voldoende zekerheid kan worden gesteld dat verzadiging in 2010 gelijk (of ongunstiger) was dan de toets condities.

6.2 Aanbevelingen

De conclusies leiden tot de volgende oplossingsrichtingen:

- Faalkans ruimte uitwisselen met piping: Indien aangetoond kan worden dat het risico op piping klein is kan de eis voor binnenwaarts macrostabiliteit versoepeld worden. Indien wordt uitgegaan van een faalkansruimte factor van 0.24 (24%) voor macrostabiliteit van het binnentalud, bedraagt de vereiste betrouwbaarheidsindex 4.4. De overall faalkans zal in dat geval voldoen aan de wettelijke norm.
- Een overslagproef kan worden uitgevoerd. Deze toont aan in hoeverre de dijk verzadigt bij overslag:

- a. Indien de proef aantoont dat de dijk niet verzadigt bij overslag kan de (a-priori) faalkans verkleind worden en voldoet de dijk aan de stabiliteitseis van beta 4.8). De sterkte is immers groot bij een onverzadigde dijk. Er hoeft vervolgens geen versterkingsmaatregel genomen te worden.
- b. Indien de infiltratieproef aangeeft dat de dijk wel verzadigt bij overslag kan de a-priori faalkans niet verlaagd worden. Dit resultaat maakt het wel aannemelijker dat de dijk in 1953 verzadigd was, in welk geval de faalkans door updating verhoogd kan worden. Toch blijft het nog steeds onzeker of de dijk werkelijk verzadigd was. We weten bijvoorbeeld niet of noodmaatregelen zoals bijvoorbeeld zandzakken zijn gebruikt om de (ergste) overslag tegen te gaan.
Anderzijds toont deze overleefde proefbelasting (infiltratieproef) dan aan dat de faalkans door updating kan worden verhoogd.

In een nadere beschouwing moet worden vastgesteld of een (verkeers)belasting nodig is tijdens de infiltratieproef. Bij beperkte verzadiging zal de a-priori faalkans voldoende gereduceerd worden zonder verkeersbelasting. Bij forse verzadiging is updating nodig en zal een verkeersbelasting zinvoller zijn. Anderzijds is een verkeersbelasting dan minder wenselijk omdat de kans op bezwijken van de dijk tijdens de proef hiermee grote wordt.

- Omdat de kruinhoogte van de dijk lager is dan vereiste hydraulisch belastingsniveau (HBN) dient het hoogtetekort sowieso opgelost worden bij case 3. Dit kan bijvoorbeeld door middel van een keermuur ter plaatse van de buitenkruinlijn gerealiseerd worden. Door extra hoogte te realiseren, nog hoger dan HBN, kan het overslagdebiet beperkt worden waardoor de dijk niet verzadigt bij toetscondities.



Bijlage 1: Grondparameters

