

Hydraulische Belastingen

Voorstel tot actualiseren databases en te gebruiken rekentechnieken





Opdrachtgever



Hydraulische Belastingen IJsselmeerdijk



Voorstel tot actualiseren databases en te gebruiken rekentechnieken

Eindrapport



Auteur(s) ir. D.P. de Bake

BH5290-HKV-ZZ-XX-RP-Z-0011_IJMD voorstel actualiseren HR_C02 februari 2021





Samenvatting

Voor de Verkenning van de IJsselmeerdijkversterking tussen de Ketelbrug en Lelystad zijn hydraulische ontwerpbelastingen nodig, concreet waterstanden en golven. Deze belastingen zijn voor het laatst in 2011 door Rijkswaterstaat berekend en beschikbaar gesteld in de vorm van een database. Het waterschap heeft de vraag gesteld of nieuwe inzichten in deze database moeten worden verwerkt, voordat deze gebruikt kan worden in de Verkenningsfase van het dijkversterkingsproject.

In voorliggend rapport zijn de uitgangspunten van de in 2011 berekende waterstanden en golven beschouwd en is aangegeven of deze uitgangspunten ook voor de Verkenningsfase in 2021 nog valide zijn. Met andere woorden: zijn de berekende golven en waterstanden in de database ('de fysica') nog van voldoende kwaliteit? De hoofdconclusie van de uitgevoerde analyse is dat er geen reden is om te twijfelen aan de eerder berekende waterstanden en golven.

Daarnaast is onderzocht of nieuwe kennis op het gebied van windstatistiek en de meerpeilstatistiek aanleiding geeft om wijzigingen in de hydraulische belastingendatabase door te voeren. De statistiek zit net als de waterstanden en golven in een database. Wijzigingen hebben daarmee geen effect hebben op de waterstanden en golven zelf, maar wel op de kans van voorkomen van deze waterstanden en golven. Er is geen aanleiding gevonden om de winden meerpeilstatistiek te wijzigen.

Een ander punt dat is onderzocht zijn de modelonzekerheden die worden gebruikt in de bepaling van waterstanden en golven voor ontwerpbelastingen. Een model benadert de werkelijkheid, maar er is altijd enige onzekerheid over de modeluitkomst, zeker in het extreme bereik waar geen meetgegevens voorhanden zijn. Uit het onderzoek blijkt dat de modelonzekerheden voor de waterstand iets naar beneden kunnen worden bijgesteld, maar dat er onvoldoende zekerheid is om de modelonzekerheden voor de golven te veranderen (conform WBI en OI). Wél wordt een correlatie tussen de modelonzekerheden voor golfhoogte en golfperiode aan de database toegevoegd en is een eerder geconstateerde inconsistentie bij de modelonzekerheid voor de golven opgelost. De database is daarmee gereed voor gebruik in de Verkenningsfase.

Naast de database met statistiek, waterstanden en golven, zijn ook de rekenmethoden voor het bepalen van de overstromingskans van grote invloed op de benodigde dimensies van de IJsselmeerdijk. Voor een maatgevend faalmechanisme (graserosie) zijn twee modellen in ontwikkeling bij Deltares en HKV. Er is besloten om deze twee modellen naast elkaar te leggen om spoedig een besluit te kunnen nemen over de rekenmethode die wordt toegepast in de Verkenningsfase.





Inhoud

1 1.1 1.2	Inleiding Doel memo Leeswijzer	9 9 9
2	Inventarisatie kansrijke aanpassingen hydraulische	11
21	Huidige hydraulische belastingen	11
2.2	Uitgevoerde inventarisatie mogelijke aanscherpingen (Deltares.	
	maart 2020).	11
3	Fysica waterstanden en golven	13
3.1	Waterstanden, WAQUA	13
3.2	Golven, SWAN	14
3.3	Winddrag	16
4	Probabilistiek van belastingen	20
4.1	Belastingmodel IJsselmeer	20
4.2	Modelonzekerheden waterstand	23
4.3	Modelonzekerheden golven	27
5	Cumulatieve overbelasting golfoploop en overslag	32
5.1	Graserosie buitentalud, kruin en binnentalud	32
5.2	Beschrijving belasting- en sterktemodel HKV	32
5.3	Conceptresultaten cumulatieve overbelasting	34
5.4	Advies rekenen met cumulatieve overbelasting	39
6	Advies actualiseren hydraulische belastingen	41
6.1	Aanpassen database en gebruik Hydra-NL	41
6.2	Keuze rekenmethode GEBU en GEKB	41
7	Referenties	43
	Bijlagen	46
A	A probabilistic load model for dike revetments	47
В	Verslag bespreking aanpassingen hydraulische randvoorwaarden en rekentechnieken	48





Inleiding

1.1 Doel memo

De hydraulische belastingen op de IJsselmeerdijk zijn onderwerp van discussie. Aan het begin van de Verkenning is het dan ook zaak overeenstemming te bereiken over de te hanteren waterstanden en golven en de wijze waarop daarmee (probabilistisch) wordt gerekend voor de diverse faalmechanismen. Met name de met SWAN in 2011 berekende golven bij extreme stormen uit het noord/noordwesten leiden tot vragen. Er worden namelijk golven berekend van meer dan vier meter hoog. Deze gaan het voorstellingsvermogen wellicht te boven, maar kunnen in extreme situaties fysisch optreden. De eisen aan de IJsselmeerdijk zijn nu eenmaal streng. In rapport *Hydraulische Belastingen IJsselmeerdijk, totstandkoming* [1] zijn alle aspecten beschreven die een rol spelen bij het bepalen van de ontwerpbelastingen. De waterstanden (WAQUA) en golven (SWAN) zijn in opdracht van Rijkswaterstaat voor het laatst in 2011 berekend.

Voorliggend memo borduurt voort op de notitie *Overzicht plussen en minnen Hydraulische Belastingen* [2], die is opgesteld in de fase voorafgaand aan de Verkenning. In het voorjaar is hierover reeds meermaals gesproken tussen waterschap Zuiderzeeland, RHDHV/HKV, Deltares, Rijkswaterstaat en het Adviesteam Dijken.

Het waterschap heeft in haar uitvraag, als één van de eerste producten in de Verkenning, gevraagd om het doorvoeren van een aantal wijzigingen in de hydraulische databases met als vertrekpunt genoemde notitie [2], althans als daarvoor voldoende grond bestaat. Daarnaast levert het rapport *Hydraulische Belastingen IJsselmeerdijk, totstandkoming* [1] een aantal discussiepunten op. Naast wijzigingen in de hydraulische databases is er de afgelopen maanden veel voortgang geboekt op het gebied van probabilistisch rekenen aan gras op zowel het buitentalud (GEBU) als de kruin en het binnentalud (GEKB). Deze nieuwe rekentechnieken komen ook in voorliggend rapport aan bod.

1.2 Leeswijzer

Hoofdstuk 2, bevat de inventarisatie van kansrijke aanpassingen aan hydraulische belastingen. Vertrekpunt is de memo *Overzicht plussen en minnen Hydraulische Belastingen* [2]. In Hoofdstuk 3 worden de belangrijkste in 2011 gemaakte keuzen bij het maken van de productieberekeningen fysica voor waterstanden (WAQUA) en golven (SWAN) opgesomd, waarbij aangegeven wordt of er -ten behoeve van de verkenning- aanleiding is deze uitgangspunten ter discussie te stellen. Indien dat zo is, is een alternatieve





benadering nodig. In dit hoofdstuk komt onder meer de winddragaftopping aan bod.

In Hoofdstuk 4 worden de eerder gemaakte keuzes ten aanzien van het probabilistisch belastingmodel voor het IJsselmeer besproken, inclusief een voorstel voor verbeteringen, indien aan de orde. In dit hoofdstuk dus aandacht voor de (statistiek van de) basisstochasten meerpeil, windsnelheid en windrichting, modelonzekerheden voor waterstanden en golven en de correlatie tussen de diverse stochasten in het belastingmodel (Sigma $H_{m0} <>$ sigma $T_{m1,0}$).

In Hoofdstuk 5 komt het nieuwe rekenmodel voor cumulatieve overbelasting (oploop en overslag) aan bod, zoals ontwikkeld door Rongen (2020) [3]. Het betreft een probabilistische methode om overstromingskansen te berekenen (belasting én sterkte). Het voorstel is om hiermee de berekeningen voor GEBU en GEKB, gecombineerd, uit te voeren.

Hoofdstuk 6 tenslotte, bevat het samenvattende advies.





2 Inventarisatie kansrijke aanpassingen hydraulische belastingen

2.1 Huidige hydraulische belastingen

De huidige hydraulische belastingen-databases, zoals beschikbaar gesteld door Rijkswaterstaat, zijn het vertrekpunt. De waterstanden en golven en daarmee de zogenaamde 'database fysica' ofwel de opzoektabel zijn voor het beoordelen met WBI2017 en het ontwerpen (OI2014) <u>gelijk</u>. Alleen de statistiek is anders voor de diverse zichtjaren, wat in de praktijk andere 'hlcd' databases betekent. De laatste versies, zoals door de Helpdesk Water uitgeleverd, zijn:

Beoordeling (WBI2017).
Fysica: database WBI2017_IJsselmeer_8-3a_v02.sqlite (2017-03-10)
Statistiek: database hlcd.sqlite (timestamp: 2017-05-08)

Ontwerp (OI2014).
Fysica: database WBI2017_IJsselmeer_8-3a_v02.sqlite (timestamp: 2017-03-10)
Statistiek:hlcd_G_2050.sqlite, hlcd_W_2050.sqlite, hlcd_G_2100.sqlite en hlcd_W_2100.sqlite (timestamp: 2017-05-08).

2.2 Uitgevoerde inventarisatie mogelijke aanscherpingen (Deltares, maart 2020).

Deltares heeft reeds een eerste analyse gemaakt van de mogelijkheden voor het aanscherpen van de hydraulische belastingen, beschreven in de notitie van 17 maart 2020 [2]. De meeste van de door Deltares in deze notitie aangesneden onderwerpen komen ook in de uitvraag van Zuiderzeeland [4] aan bod en zijn in Tabel 1 opgesomd, voorzien van de betreffende paragrafen in voorliggend rapport.

Het beoogd resultaat is een nieuwe database hydraulische belastingen voor normtraject 8-3 IJsselmeer, tot stand gekomen in samenwerking met Deltares en Rijkswaterstaat.





Tabel 1 Mogelijkheden aanscherpen hydraulische belastingen [2].

Onderwerp Verhogend/		Kansrijkheid	Paragraaf	Database	
		verlagend			aanpassing?
	Representativi teit wind Schiphol	Verlagend	Niet binnen dit project, nog geen eenduidige aanpak en kostbaar onderzoek.	n.v.t.	n.v.t.
	Tijdsafhankelij ke windmodelleri ng	Verlagend (golfcondities)	Mogelijk, eerst een verificatie uitvoeren	5	nee
	Winddrag	Verlagend	Ja, maar reeds verdisconteerd. Aanscherping vraagt fundamenteel onderzoek.	3.3	nee
	Modelonzeker heid waterstand	Verlagend (gras en steenbekledin g)	Ja, alleen na inspectie illustratiepunten.	4.2	Ja
	Modelonzeker heid golfhoogte	Dieptelimitere nd: verlagend, overig: verhogend	Ja, alleen na inspectie illustratiepunten.	4.3	Ja
	Inconsistentie modelonzeker heden	(licht) verhogend	Reeds verwerkt in de databases en programmatuur.	4.3.4	Ja
	Aannames Q- variant	Verlagend (GEBU)	Ja, verkenning reeds in uitvoering	5	nee
	Cumulatieve overbelasting GEKB	Verlagend (GEKB)	Ja, verkenning reeds in uitvoering	5	nee
	Spectraal naar individuele golfhoogten	Verlagend hoge taluddelen, verhogend lage taluddelen	Ja, onderdeel van BM Gras	5	nee
	Spectraal naar individuele stroomsnelhed en	Verlagend (GEKB)	Ja, maar onzeker en kostbaar/tijdsintensie f	5	nee
	Hoogte overgang hard-zacht	Verlagend (waarschijnlijk)	Ja	5	nee





Fysica waterstanden en 3 golven

Waterstanden, WAQUA 3.1

De productie en bijbehorende uitgangspunten van de in 2011 berekende waterstanden zijn in rapport [5] beschreven. In onderstaande tabel zijn de belangrijkste keuzes/uitgangspunten samengevat, waarbij aangegeven is of deze uitgangspunten nu ter discussie staan, omdat nieuwe inzichten (sinds 2011) tot significant andere waterstanden zouden kunnen leiden.

Tabel 2 Uitgangspunten WAQUA berekeningen 2011 [5]

Gehanteerd uitgangspunt	Discussie?
Model: WAQUA (SIMONA versie 2009)	Nee
Rekenrooster: Alkyon 2008	Nee
Diepte: RWS IJsselmeergebied 2006	Nee
Ruwheid: Manning $a = 0,022$	Nee
Hydraulische randen model: 3 x afvoer boven (IJssel, Vecht, Zwarte Water) en 2 waterstand beneden (Afsluitdijk)	Nee
Wind-waterstandinteractie: methode Wu met CdA=0,0014, CdB=0,0039, wind_A=7,8 m/s en wind_B=50,0 m/s.	Ja. Zie paragraaf 3.3.
Stormduur, verloop van de wind: 48 uur (23-2- 23)	Nee
Draaiing van de wind gedurende storm: voor 3 sectoren (180°-240°, 240°-300° en 300°-360°) verloop zoals beschreven in HKV & Svašek (2011) (Figuur 3-4 in [6]) $\int_{0}^{0} \int_{0}^{0} \int_{0}^$	Nee
Berekende combinaties: 720 WAQUA	Nee
windrichtingen x 5 meerpeilen)	





3.2 Golven, SWAN

Voor de golfberekeningen met SWAN zijn de samengevatte uitgangspunten als volgt.

3.2.1 Algemene uitgangspunten

Tabel 3
Algemene
uitgangspuntenDiscussie?SWAN-versie 2011NeeRekenrooster: Svašek, 2011, 80x80mNeeDiepte: RWS IJsselmeergebied 2006NeeStationaire berekeningen (richting)Nee

Wind-waterstandinteractie

De wind-waterinteractie binnen SWAN is geavanceerd. In onderstaande tabel de gehanteerde rekeninstellingen (2011).

Onderwerp	Rekenins telling	Parameters	Toelichting & discussie?
Modelgeneratie SWAN	GEN3 WESTH		Nee
Whitecapping	WCAP WESTH	cds2=5.0e-05 br=0.00175 p0=4.0 powst=0.0 powk=0.0 nldisp=0.0 cds3=0.8 powfsh=1.0	Breken van golftoppen doordat ze te steil worden (<i>whitecapping</i>). Methode Van der Westhuysen et al. (2007, 2011) Discussie winddrag: Paragraaf 3.3.
			Discussie i.r.t. modelonzekerheden golven: paragraaf 4.3.
Quadruplet golf- golf interactie	QUAD	iquad=2 lambda=0.25 Cnl4=3.0+07	Betreft de wijze van rekenen met niet lineaire golf-interacties (quadruplets). Methode Hasselmann et al. (1985) Geen discussie.
Quadruplet limitering	LIMITER	ursell=10.0 qb=1.0	Quadruplets zijn gedeactiveerd voor Ursellgetallen boven de 10

Tabel 4 Technische uitgangspunten SWAN 2011

3.2.2





			(Ursell limiter). De drempelwaarde voor wrijving van brekende golven is 1.
Bodemwrijving	FRIC JONSWAP	cfjon=0.067	Bodemwrijving Methode JONSWAP, Hasselmann et al. (1973) Discussie over te hanteren parameterwaarde binnen BOI. Zie tekst onder tabel.
Breken door beperkte diepte	BREA WESTH	alpha=0.96 pown=2.5 bref=-1.3963 shfac=500.0	Methode Van der Westhuysen (2010) Discussie i.r.t. modelonzekerheden golven: paragraaf 4.3. Discussie over te hanteren parameterwaarde binnen BOI. Zie tekst onder tabel.
Triad golf-golf interactie	TRIAD	<i>trfac=0.1</i> <i>cutfr=2.5</i>	LTA methode Eldeberky (1996) Geen discussie.

Eind 2020 is door Deltares in opdracht van Rijkswaterstaat een concept rapport [7] opgesteld met uitgangspunten voor nieuwe SWAN berekeningen binnen BOI, zo ook voor het IJsselmeer. Dit rapport is in januari 2021 bij het technisch team IJsselmeerdijken bekend geworden, maar is tussen RWS en Deltares nog onderwerp van gesprek en dus ook nog niet vastgesteld en heeft daarmee ook zeker nog geen formele status. Nieuwe productieberekeningen voor het IJsselmeer zijn op korte termijn niet voorzien en starten op zijn vroegst in 2022.

De discussies tussen RWS en Deltares gaan onder meer over de te hanteren bodemwrijving. In 2011 is gerekend met een coëfficiënt Cf_{JON} van 0.067 m²s⁻³, zoals is te zien in Tabel 4. De defaultwaarde is echter 0.038 m²s⁻³. Deltares stelt die laatste, lagere waarde voor maar heeft daarover dus nog geen overeenstemming met RWS. Ook over de instellingen voor breken door beperkte diepte lopen de visies nog uiteen.

Het eerste grote meer dat door Rijkswaterstaat opnieuw zal worden doorgerekend is het Markermeer, later in 2021. De ervaringen die daar worden opgedaan, zullen worden meegenomen bij de productie voor het IJsselmeer.

De technische uitgangspunten uit 2011 blijven daarmee voor de Verkenning van de IJsselmeerdijk overeind.





3.3 Winddrag

3.3.1 Huidige winddrag IJsselmeer

Een belangrijke component in zowel de waterstands- als golfberekeningen (in WAQUA en SWAN) en daarmee voor de belastingen op de IJsselmeerdijken is de windschuifspanning (τ): de schuifspanning op het overgangsvlak van lucht naar water. De grootte van de windschuifspanning neemt kwadratisch toe met de windsnelheid en lineair met de ruwheidsfactor (ook winddragcoëfficiënt genoemd):

$$\tau = \rho_l \ C_D \ U_{10}^2$$

In deze formule is ρ_l de dichtheid van de lucht, U_{10} de windsnelheid op 10 meter hoogte en C_D de ruwheidsfactor ofwel winddrag(coëfficiënt). Bij de IJsselmeerdijken leidt 1 m/s hogere windsnelheid tot een toename van de waterstand van circa 10 cm (bij windsnelheden tussen de 20 en 30 m/s).

Uit deze formule blijkt dat bij toenemende windsnelheid meer energie wordt overgedragen naar het water. Hoe groter de windsnelheid, hoe groter de golven, hoe ruwer het wateroppervlak en hoe makkelijker energieoverdracht plaats vindt. In de afgelopen decennia zijn echter diverse onderzoeken (metingen) uitgevoerd waaruit lijkt te volgen dat er een limiet is aan de energieoverdracht (winddragcoëfficiënt), bijvoorbeeld als gevolg van het "wegwaaien" van de toppen van golven. De winddragcoëfficiënt lijkt dus niet lineair mee te groeien met de windsnelheid, maar er is een bovengrens. Bij zeer extreme wind neemt de ruwheid van het water niet meer toe of misschien zelfs weer af. Ter illustratie Figuur 1. Hierin zijn de resultaten van verschillende onderzoeken/meetcampagnes weergegeven, uit de periode 1982 (Wu) tot 2007 (Jarosz). Te zien is dat de afvlakking pas vanaf een windsnelheid van orde 30 m/s optreedt.

Figuur 1 Winddrag parametrisatie en waargenomen Cdwaarden als functie van windsnelheid (Figuur 14 in [8]).



Hoewel de extreme windsnelheden maar weinig worden gemeten, lijkt dus sprake van een zekere limitering. Waar deze limiet ligt is echter nog erg onzeker. Om de limitering mee te nemen in ontwerpbelastingen wordt de winddragcoëfficiënt gemaximaliseerd (bovengrens), het zogenaamde





'capping'. Een veelgebruikte methode is om het Wu (1982) model te begrenzen bij de winddrag horend bij een windsnelheid van $U_{cap} = 30$ m/s. Deze aftopping is reeds verdisconteerd in de geldende windstatistiek voor het IJsselmeer en dus beschikbaar bij de bepaling van ontwerpbelastingen voor de IJsselmeerdijk. In Hydra-NL en Riskeer heeft de gebruiker de keuze om te rekenen mét en zonder aftopping van de winddrag.

Hoewel aftoppen op 30 m/s een voorzichtige schatting lijkt, is er te weinig kennis om 'scherper aan de wind te varen'. Deze conclusie trok Deltares begin 2020 reeds en kunnen wij dus onderschrijven. In Figuur 1 is ook goed te zien dat er aanzienlijke onzekerheid is rond de parametrisatie van de winddrag i.r.t. de waarnemingen. Dit is dus een belangrijke bron van modelonzekerheid.

Idealiter wordt de (aftopping van de) energieoverdracht van wind naar water in de WAQUA en SWAN productieberekeningen meegenomen. In 2011 is dit niet gedaan, waardoor de waterstanden bij toenemende wind ook blijven toenemen, indien niet wordt afgetopt. Zie Figuur 2 waarin waterstanden bij toenemende windsnelheden en verschillende meerpeilen (kleuren) zijn weergegeven, zoals opgenomen in de hydraulische database voor het IJsselmeer. De winddrag aftopping is hierin dus *niet* meegenomen. Het aftoppen gebeurt bij het rekenen met Hydra-NL of Riskeer/HydraRing *door de windstatistiek af te toppen*. Zie Figuur 3 [9].





Figuur 2 Waterstanden bij toenemende windsnelheden en verschillende meerpeilen (data uit Hydra-database IJsselmeer)



Figuur 3 Relatie windsnelheid en overschrijdingskans voor station Schiphol, 16 richtingssectoren, periode van 12 uur: met winddrag correctie (blauw) en zonder (rood) [9].



Er zijn tussen 2011 en 2017 ook geen nieuwe WAQUA en SWAN berekeningen gemaakt voor het IJsselmeer. Nieuwe productieberekeningen WAQUA en SWAN zijn op korte termijn (2021) niet voorzien door Rijkswaterstaat (BOI) en zullen waarschijnlijk pas in 2022 of 2023 beschikbaar komen. Er zijn echter wel WAQUA berekeningen gemaakt in 2018, voor de Vecht-IJsseldelta [10], met uitvoer langs de IJsselmeerdijken. In deze berekeningen is de winddrag-aftopping 'netjes' meegenomen. De voor de IJsselmeerdijken relevante windrichtingen zijn berekend. In november 2019 zijn hier in opdracht van RWS WVL ook databases van gemaakt [11] met

waterstanden bij verschillende belastingcombinaties van afvoer, meerpeil, windrichting, windsnelheid, open of gesloten Ramspolkering. Deze databases





bevatten géén golfcondities. Het belastingmodel voor de Vecht-IJsseldelta is complexer dan voor het IJsselmeer (afvoeren en Ramspol zijn in VIJD ook stochast), echter de resultaten van de waterstandsberekeningen kunnen in principe worden toegepast/gebruikt voor normtraject 8-3. Indien daartoe zou worden besloten is het ook zaak de winddrag aftopping op de SWAN-golven in de fysica mee te nemen. Zie paragraaf 3.3.2.

Het effect van een lagere aftopping dan 30 m/s, namelijk op 27 m/s is *indicatief*- weergegeven in Figuur 4. Hier is echter vooralsnog onvoldoende onderbouwing voor.



Figuur 4 Effect op de waterstand in de IJsseldelta en op het IJsselmeer bij lagere winddragaftopping (27 m/s i.p.v. 30 m/s) (Figuur 44 in [11]).

3.3.2 Advies winddrag

Op 22 december 2020 is in overleg tussen waterschap Zuiderzeeland, Rijkswaterstaat, het Adviesteam Dijken en RoyalHaskoningDHV/HKV besloten om niet verder te onderzoeken of het de moeite waard is de waterstandsresultaten uit 2018 (VIJD) te gebruiken voor het ontwerp van de IJsselmeerdijk. Er worden ook geen nieuwe SWAN-berekeningen gemaakt.

De winddragaftopping blijft daarmee binnen de Verkenning op 30 m/s, verdisconteerd via de windstatistiek.





4 Probabilistiek van belastingen

4.1 Belastingmodel IJsselmeer

Voor het belastingmodel van het IJsselmeer zijn de basisstochasten:

- IJsselmeerpeil, in m+NAP.
- Windsnelheid, in m/s, (statistiek van potentiële windsnelheid Schiphol).
- Windrichting, in termen van 30°-sectoren, (statistiek van potentiële windsnelheid Schiphol).

Het meerpeil betreft een ruimtelijk over het IJsselmeer gemiddelde waarde, de windopzet maakt geen deel uit van de stochast meerpeil. De windsnelheid en windrichting zijn gecorreleerd. In de paragrafen hierna volgt een beknopte samenvatting en – indien aan de orde- een advies voor actualisatie/aanscherping.

Het probabilistische belastingmodel zelf, dat wil zeggen de wiskundige beschrijvingen (formules) wordt niet ter discussie gesteld.

4.1.1 Meerpeilstatistiek

Zoals Smale (2020) al vaststelt is voor traject 8-3 (Ketelbrug-Houtribdijk), met een oriëntatie op het noordwesten de belangrijkste basisstochast de windsnelheid [2]. De bijdrage van de meerpeilstatistiek is beperkt vooral omdat de bepalende meerpeilen gemiddelde meerpeilen zijn en geen extremen. Dat betekent dat de statistische onzekerheid er nauwelijks toe doet, hoewel de gebruiker van Hydra-NL er wel mee kan rekenen. Zie Figuur 5 voor de geldende meerpeilstatistiek, zonder statistische onzekerheid.



Er is geen aanleiding om de meerpeilstatistiek binnen dit project ter discussie te stellen.

4.1.2 Windsnelheid en windrichting statistiek

Figuur 6 Potentiële

Schiphol.

windsnelheid

Van toepassing is de windstatistiek op Schiphol, die is bepaald op basis van langjarige windmetingen. Zie Figuur 6.









In Figuur 7 [13] is links voor één windrichting (202,5°) zowel de empirische overschrijdingscurve als de gefitte extreme waarde verdeling weergegeven. Rechts is de werklijn, met en zonder statistische onzekerheid weergegeven. In Hydra-NL (testmodus) is te rekenen met en zonder statistische onzekerheid.



Smale (2020) schrijft: "De windgegevens zijn verwerkt tot een verzameling van 12-uurs maxima, welke in een overschrijdingscurve zijn geplot. Vervolgens is er conform extreme waarden theorie een kansverdeling gefit op deze statistiek, waarmee ook een extrapolatie naar extreme waarden mogelijk wordt. De fit van de kansverdeling op de datapunten is onzeker en deze onzekerheid is gekwantificeerd (Figuur 7, rechts) laat zien dat de invloed van deze onzekerheid op de basisstochast beperkt is (orde 1 m/s). Merk op dat dit enkel de mathematische onzekerheid is: eventuele fysische maxima zijn hierin niet meegenomen. Een dergelijk fysisch maximum voor de windsnelheid zou een groot effect kunnen hebben op de extreme windsnelheden, maar vooralsnog is er geen aanleiding om dit op te nemen in de extreme waarde verdeling voor de windsnelheid. Mogelijk zijn hier op termijn nieuwe inzichten te verwachten (en dan vermoedelijk verlagend), maar deze zijn vooralsnog niet te kwantificeren" [2].

Er is geen aanleiding om de door Smale getrokken conclusie ter discussie te stellen. Dat geldt ook voor de transformatie van Schiphol (land) naar open water. De huidige windstatistiek op Schiphol is van toepassing. Een onderbouwd fysisch maximale wind in de toekomst zou wellicht positief doorwerken in de belastingen op de IJsselmeerdijk, echter door het aftoppen van de winddrag boven de 30 m/s is dat wellicht ook niet heel relevant.

Figuur 7 Voorbeeld van windstatistiek Schiphol, windrichting 202.5°N (Figuur 3.33 en Figuur 5.14 in [13]).





4.2 Modelonzekerheden waterstand

4.2.1 Huidige modelonzekerheid waterstand

De modelonzekerheid waterstand beschrijft de onzekerheid in de door WAQUA berekende waterstanden gegeven een meerpeil en windsnelheid. Voor het IJsselmeer wordt voor de modelonzekerheid van de waterstand een normale verdeling (Gaussisch) toegepast met een standaardafwijking (o) van 0.3 meter en een verwachtingswaarde gelijk aan de berekende waterstand (bias is nul) [13]. De voornaamste bronnen van modelonzekerheden in de waterstand betreffen fysische processen rond de wind: windstress (zie winddrag) i.r.t. de modellering van de waterruwheid, de transformatie van land (Schiphol) naar open-water wind (IJsselmeer) en windvelden.

4.2.2 Mogelijkheden tot verlagen modelonzekerheid waterstand

Binnen het WBI2017 is gebleken dat de modellering van de modelonzekerheid in de waterstand op een aantal watersystemen niet overeenkomt met de fysica en soms resulteert in onrealistische toenames van de waterstanden. Voor een aantal watersystemen (Bovenrivieren, Merengebied, Benedenrivieren en IJssel-Vechtdelta) zijn vanuit HKV adviezen gegeven om de standaardafwijkingen van de modelonzekerheid uit het WBI bij te stellen. Zie o.a. Daggenvoorde (2020) [14], de thesis van Strijker (2018) [15] en Strijker, Stijnen en Geerse (2019) [16].

De oorzaak van deze onrealistische toename in waterstanden is terug te leiden naar de wijze waarop de waterstand wordt berekend. Wanneer waterstandsfrequentielijn vrij vlak verloopt (kleine stap in frequentie resulteert in klein verschil waterstand), wordt de bijdrage van de modelonzekerheid in de waterstandsberekening groter. Dit kan in sommige gevallen resulteren in erg grote bijdrages. Hieruit kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- a. Controle op onrealistisch grote bijdrages van onzekerheden: bijdrage groter dan 1 à 2 keer sigma.
- b. Bijdrage van modelonzekerheden zijn groot, dus aanscherpen kan zinvol zijn.

Voor punt (a) leert een doorkijk naar Tabel 5 dat de onzekerheidsbijdrage in het illustratiepunt kleiner is dan 1 sigma. Ook na aanscherping (later in deze paragraaf onderbouwd), blijft de bijdrage kleiner dan 1 sigma.

Met betrekking tot punt (b) heeft HKV in 2019 onderzoek uitgevoerd naar mogelijke aanscherping van de modelonzekerheden rondom de IJsseldelta. Hierin is ook het IJsselmeergebied opgenomen. Hierin is geconcludeerd dat door een conservatieve parametrisatie en tegelijk de winddrag in de modelonzekerheid te verwerken enige dubbeltelling ontstaat, waardoor de waterstandsfrequentielijn systematisch iets te hoog komt te liggen. Daarom is het te verantwoorden om de modelonzekerheid rondom de waterstand iets





te verlagen voor windgedomineerde locaties. Een kwantificering van de precieze verlaging van de modelonzekerheid is zonder verdere onderbouwing lastig, maar dat de huidige waarden voor de modelonzekerheid te conservatief zijn, is door HKV als plausibel gekwalificeerd. Het voorstel is om uit te gaan van een standaardafwijking van 0.25 m voor winddominante locaties op het IJssel- en Ketelmeer [16].

Onderstaande tabel toont de huidige WBI2017 modelonzekerheid voor de waterstand en de nieuwe voorgestelde waarde.

Regio's IJsseldelta en IJsselmeer	WBI2017	Voorstel
IJsselmeer, Ketelmeer en Vossemeer	0.30	0.25

4.2.3 Effect lagere modelonzekerheid waterstand

Om het effect van de lagere modelonzekerheid op het HBN te illustreren bekijken we twee locaties:

- YM_2_8-3a_dk_00537: Dit betreft een locatie die geen beschutting heeft bij noordwestelijke winden en waar zich dus grote golven kunnen ontwikkelen.
- YM_2_8-3a_dk_00477: Deze locatie ligt beschut achter de • Houtribdijk.

In Figuur 8 en Figuur 9 staan voor deze twee locaties verschillende waterstandsfrequentielijnen. Te zien is dat het effect van de modelonzekerheid conform WBI2017 ($\sigma = 0,3m$) orde 25-30 cm is t.o.v. de frequentielijn zonder modelonzekerheid. Het aanscherpen van de modelonzekerheid leidt tot een marginale reductie (bij de laagste frequenties) van circa 5 cm.



ielijn met en zonder aangepaste modelonzekerheid, locatie 537.





Figuur 9 Waterstandsfrequent ielijn met en zonder aangepaste modelonzekerheid, locatie 477.



Beide waterstandsfrequentielijnen zijn vergelijkbaar en daarom bekijken we het hoofdillustratiepunt van één locatie. Te zien is dat bij de waterstand met een terugkeertijd van T=10.000 jaar de meest waarschijnlijke windsnelheid boven de 30 m/s komt. Door het meenemen van modelonzekerheid van de waterstand wordt meer kansruimte ingenomen door de modelonzekerheid waterstand en neemt de windsnelheid in het illustratiepunt wat af.

	Waterstand [m+NAP]	Meer peil [m+ NAP]	Wind [m/s]	Modelonzeker- heid waterstand [m]
Zonder modelonzeker- heid	1.98	-0.17	31.3 / NNW	-
Met modelonzeker- heid (30cm)	2.19	-0.20	31.1 / NNW	0.26 m (<1 σ)
Met modelonzeker- heid (25cm)	2.13	-0.18	30.8 / NNW	0.21 m (<1 σ)

In Figuur 10 en Figuur 11 zijn frequentielijnen voor het HBN weergegeven voor de twee verschillende locaties. Het effect van modelonzekerheid WBI2017 t.o.v. de berekeningen zonder modelonzekerheid is orde 20-30 cm in het relevante bereik (T > 10.000 jaar). De aangescherpte modelonzekerheid leidt tot een verlaging van het HBN in de orde 5-10 cm. In de figuren hierna zijn HBN's gepresenteerd, berekend met 50 l/s/m (om GEKB te simuleren) voor zichtjaar 2023. Opgemerkt wordt dat dit een illustratief overslagdebiet is conform de algemene GEKB instellingen van Riskeer voor WBI2017, zonder overgangen.

Voor 2075 zal het beeld niet wijzigen, omdat er alleen sprake is van 30cm meerpeilstijging.

Tabel 5 Hoofdillustratiepunten voor waterstandsberekeningen voor T=10.000 jaar (ondergrens) voor de locatie YM_2_8-3a_dk_00477.



Figuur 10 Frequentielijn van het HBN op locatie YM_2_8-3a_dk_00537.



Figuur 11 Frequentielijn van het HBN op locatie YM_2_8-3a_dk_00477.



De gevonden golfhoogte (H_{m0}) is voor beide locaties gelijk bij zowel 30 als 25 cm modelonzekerheid. Het -beperkte- verschil in HBN, namelijk 7 cm, is dus grotendeels te verklaren door de iets grotere waterdiepte bij een sigma van 30cm (NAP +2.08m) vergeleken met de waterdiepte bij een sigma van 25cm (NAP +2.12m).

	HBN	Meerpeil	Wind	h lokaal	Hm0
	[m+NAP]	[m+NAP]	[m/s]	[m]	[m]
Zonder	4.11	-0.19	34.4 /	2.18	3.05
modelonzekerheid			NW		
Met modelonzekerheid	4.34	-0.19	32.1 /	2.12	3.40
(30cm)			NW		
Met modelonzekerheid	4.28	-0.19	32.1 /	2.08	3.40
(25cm)			NW		

Tabel 6 Hoofdillustratiepunten voor HBNberekeningen bij T=30.000 jaar voor de locatie YM_2_8-3a_dk_537.





Tabel 7 Hoofdillustratiepu nten voor HBNberekeningen bij T=30.000 jaar voor de locatie YM_2_8-3a_dk_477.

	HBN	Meerpeil	Wind	h lokaal	Hm0
	[m+NAP]	[m+NAP]	[m/s]	[m]	[m]
Zonder	2.69	-0.19	32.9 /	2.21	1.80
modelonzekerheid			NW		
Met modelonzekerheid	2.93	-0.19	32.5 /	2.41	1.76
(30cm)			NW		
Met modelonzekerheid	2.86	-0.22	32.6 /	2.36	1.76
(25cm)			NW		

4.2.4 Advies aanscherpen modelonzekerheid waterstand

Op basis van het onderzoek uitgevoerd in [16] is voldoende onderbouwd om de modelonzekerheid waterstand met 5cm te verlagen. Uit de illustratiepunten volgen daarnaast geen onrealistisch grote bijdrages van de onzekerheden, waarmee het argument vervalt om de onzekerheid verder te reduceren.

4.3 Modelonzekerheden golven

4.3.1 Huidige modelonzekerheden golven

In het IJsselmeergebied wordt het golfmodel SWAN toegepast. Evenals de modelonzekerheid in de waterstand wordt aangenomen dat de lokale golfparameters normaal verdeeld zijn. Voor de waterstand wordt geen bias verondersteld, bij de golven is dat wel het geval; in alle golfmodellen, inclusief SWAN, treedt een bias op in de golfparameters. De bias en standaardafwijking volgt uit vergelijkingen tussen metingen en berekeningen (zie Figuur 12, [17]).



Figuur 12 Scatterplot van SWAN gegevens versus metingen, voor diverse locaties uit het IJssel- en Slotermeer (Bijlage B in [17]).



De huidige modelonzekerheden zijn weergegeven in Figuur 13.

Hoofdsysteem	H _{m0}		T _{m-1,0}		Tp	
Hoordsysteem	μ	σ	μ	υ	μ	σ
I. Kust, IJsselmeer	-0,01	0,19	-0,04	0,11	-	
II. Brede wateren in rivierengebied/randmeren	-0,06	0,15	-0,11	0,04	-0,01	0,07
III. Smalle wateren in rivierengebied, Eemvallei	-0,04	0,27	-	15	+0,03	0,13
IV. Markermeer - IJburg	-0.05	0.11	+0.04	0.08	-0.04	0.05
V. Markermeer - overig (excl. IJburg)	-0.02	0.20		-	+0.16	0.11

De eenheid van H_{m0} is [m] en van $T_{m-1,0}$ en T_p is [s].

De vraag die nu voor ligt is of er voldoende aanleiding is deze onzekerheden te verkleinen. De in 2011 uitgevoerde SWAN kalibratie en verificatieberekeningen laten zien dat het SWAN model op het IJsselmeer weliswaar goed presteert, maar dat het model (vanzelfsprekend) de werkelijkheid niet perfect beschrijft. De in WBI gehanteerde modelonzekerheden zijn niet onrealistisch en passen bij de vergelijkingen tussen metingen en berekeningen.

Figuur 13 Modelonzekerheden WBI2017 voor golfhoogte en periode [18].





Figuur 14 kalibratie en verificatie resultaten SWAN. Links: vergelijking gemeten en gesimuleerde golfhoogte, rechts: vergelijking gemeten en gesimuleerde Tm-1,0 (Figuur 2 in [19]).



De toepassing van modelonzekerheid op de golven kan lokaal leiden tot condities die fysisch gezien niet realistisch worden geacht. Het gaat hierbij om de verhouding golfhoogte/waterdiepte (H_{m0}/d) en golfsteilheid, die erg hoge waarden kunnen aannemen als gevolg van een grote bijdrage van de modelonzekerheid golfhoogte. Smale (2020) adviseert om na te gaan wat de bijdrage van de modelonzekerheid golfhoogte is (uit het illustratiepunt) en wat de hieruit volgende H_{m0}/d en golfsteilheid (s_{op}) zijn [2]. In onderstaande tabel is het resultaat weergegeven van deze controle.

	Locatie:	LOC1		LOC5	
	HR-locatie:	YM_1_8-3a_c	lk_00562	YM_2_8-3a_dk_00477	
	Profiel:	LOC1_vo1op5	LOC1_vo1op5_vb1op3_		5_vb1op3_
		rogem_rbgen	n_hb_ht.prfl	rogem_rbgem	n_hb_ht.prfl
	Onzeker-	0.3m	0.25m	0.3m	0.25m
	heid				
	waterstand:				
HBN in m +	10000	4.634	4.583	3.015	2.949
NAP (10	30000	5.131	5.078	3.372	3.304
l/m/s)	125000	5.759	5.704	3.837	3.766
bij T=	375000	6.236	6.181	4.197	4.125
onzekerheid	10000	0.26	0.21	0.26	0.21
waterstand in	30000	0.26	0.21	0.26	0.21
meters in	125000	0.26	0.21	0.26	0.21
illustratie-	375000	0.26	0.21	0.26	0.21
punt bij T=					
Onzeker-heid	10000	0.86 σ	0.84 σ	0.86 σ	0.84 σ
water-stand	30000	0.86 σ	0.84 σ	0.86 σ	0.84 σ
in illustratie-	125000	0.86 σ	0.84 σ	0.86 σ	0.84 σ
punt * σ	375000	0.86 σ	0.84 σ	0.86 σ	0.84 σ
bij T=					
onzekerheid	10000	1.21	1.21	0.99	0.99

Tabel 8 Controle modelonzekerheden in illustratiepunten Hydra-NL voor LOC1 en LOC5.





	Locatie:	LOC1		LOC5	
golfhoogte in	30000	1.21	1.21	0.99	0.99
meters in	125000	1.21	1.21	0.99	0.99
illustratie-	375000	1.21	1.21	0.99	0.99
punt bij T=					
Onzekerheid	10000	1.15 σ	1.15 σ	0.0 σ	0.0 σ
golfhoogte in	30000	1.15 σ	1.15 σ	0.0 σ	0.0 σ
illustratiepunt	125000	1.15 σ	1.15 σ	0.0 σ	0.0 σ
* σ	375000	1.15 σ	1.15 σ	0.0 σ	0.0 σ
bij T=					

De resultaten van de controle laten zien dat de standaarddeviatie (σ) van de golfhoogte bij de bepalende noordnoordwestelijke windrichtingen *iets* groter is dan 1 σ . Dit lijken logische waarden en levert fysisch gezien geen onrealistische golven tegen de IJsselmeerdijk op, mits de correlatie tussen de modelonzekerheden voor golfhoogte en -periode wordt meegenomen om te steile golven te voorkomen en er bij het ontwerp altijd wordt gecontroleerd op dieptelimitatie (H_{m0}/d). Zie hiervoor de volgende paragrafen. Wij hebben daarom onvoldoende argumenten om de modelonzekerheden verder aan te scherpen.

4.3.2 Golfsteilheid

De golfhoogte en golfperiode zijn sterk gecorreleerd. Hoe hoger de golf, hoe langer -over het algemeen- de periode. Ook de modelonzekerheden rondom deze golfparameters zijn gecorreleerd. Tot op heden zat deze laatste correlatie echter niet in Hydra-NL, waardoor na toepassen van de modelonzekerheden bij een *hogere* golf een *lagere* periode kan worden gevonden en dus een hogere golfsteilheid. In Hydra-NL versie 2.8 is de mogelijkheid opgenomen om de correlatie tussen de modelonzekerheden voor golfhoogte en -periode mee te nemen. Deze correlatiefactor dient ook opgenomen te worden in de hydraulische database. Dit is fysisch correcter en heeft als prettig gevolg dat de berekende golfsteilheden en daarmee de golfbelastingen wat kleiner worden.

Hydra-NL 2.8 wordt formeel in het voorjaar van 2021 uitgeleverd, vooruitlopend hierop beschikt het project IJsselmeerdijk over een dit project projectversie.

In het cumulatieve overbelastingmodel (hoofdstuk 5) is deze correlatie tussen de modelonzekerheid H_{m0} en T_p ook verwerkt. De correlatieparameter voor de modelonzekerheden golfhoogte en golfperiode is 0.37 conform figuur 3.2 van [20]. Het advies is dan ook met versie 2.8 van Hydra-NL te gaan rekenen in Ontwerploop 1, tenzij uit de analyse zoals beschreven in paragraaf 5.4 blijkt dat de nieuwe rekenmethode de keuze voor kansrijke alternatieven beïnvloedt.

Vanaf Ontwerploop 2 is rekenen met het cumulatieve overbelastingmodel van Deltares en/of HKV (hoofdstuk 5) in elk geval voorzien. Daarin is de





correlatie tussen modelonzekerheid H_{m0} en T_p ook geïmplementeerd. Bovendien is het hiermee mogelijk om wat betreft steilheid erg hoge combinaties van H_{m0} en T_p aan te passen. Bij een (relatief zwakke) correlatiecoëfficiënt van 0.37 hebben deze combinaties (hoog-laag of omgekeerd) nog steeds een aanzienlijke kans.

4.3.3 Dieptelimitering

Wanneer door toepassing van de modelonzekerheden golven ontstaan die normaliter zouden breken, leidt dit tot te hoge belastingen op de IJsselmeerdijk. Dit probleem is echter ook opgelost, door:

- 1. Het gebruik van de Battjes-Groenendijk formulering om de dieptelimitering op de (individuele) golven toe te passen.
- 2. Controle van berekende golven (H_{m0}/d) bij de teen en zo nodig correctie achteraf.

Ook voor de dieptelimitering ($H_{m0}/d < 0,55$) geldt dat het cumulatieve overbelastingmodel van HKV (hoofdstuk 5) een controle uitvoert en indien nodig H_{m0}/d corrigeert, in elk geval voor GEBU en GEKB. Ook het model van Deltares heeft deze functionaliteit.

Voor zetsteen (ZST) is het cumulatieve overbelastingmodel nog niet geschikt, aangezien Steentoets daarin nog niet is opgenomen.

4.3.4 Inconsistentie modelonzekerheden

In 2018 aan het licht gekomen dat er inconsistenties zitten in de toepassing van de biascorrectie (structurele modelfout) op de modelonzekerheden voor de golven. Het probleem (en de oplossing) is reeds uitgeschreven in bijlage M1 en M2 bij de uitvraag van de verkenning.

De databases zullen op dit aspect worden gecorrigeerd, tezamen met de andere voorgestelde wijzigingen, zodanig dat de database en Hydra-NL (dan wel Riskeer) samen goed functioneren.

4.3.5 Advies aanscherpen modelonzekerheid golven

Samengevat is het advies om de modelonzekerheden voor de golven niet te verlagen. Hiermee blijft de fysica onveranderd. Dit advies is gebaseerd op het feit dat er geen bruikbare golfhoogtemetingen beschikbaar zijn waarmee de onzekerheden aangescherpt kunnen worden.

Er worden wél wijzigingen doorgevoerd vanwege de bias-correctie. Daarnaast wordt ook de correlatie van de modelonzekerheden tussen de golfhoogte en piekperiode toegevoegd, waarmee in de nieuwste versie van Hydra-NL gerekend kan worden. Deze zelfde correlatie is ook toepasbaar in het belasting-sterkte model zoals beschreven in hoofdstuk 5.





5

Cumulatieve overbelasting golfoploop en overslag

5.1

Graserosie buitentalud, kruin en binnentalud

Normtraject 8-3 is over grote strekkingen afgekeurd op o.a. GEKB [21] en GEBU [22] [23]. In de basis wordt het oordeel veroorzaakt door een te lage overgang van harde (asfalt, steenzetting) naar zachte (gras) bekleding en een te lage kruinhoogte. Aanscherping van fysica en statistiek (hoofdstuk 3 en 4) kan de opgave mogelijk verkleinen of op z'n minst scherper beschrijven. Echter, juist de wijze/methode waarmee gerekend wordt kan in dit watersysteem tot grote aanscherping leiden. De standaard wijze waarop aan de sterkte van het gras op buitentalud, kruin en binnentalud wordt gerekend is enigszins conservatief, als gevolg van gemaakte keuzen binnen WBI2017. Inmiddels is veel nieuwe kennis beschikbaar, zowel over de wijze waarop belastingen (waterstanden en golven) het gras laten falen als op het gebied van probabilistisch rekenen. Zowel bij HKV als bij Deltares wordt aan alternatieve, nieuwe modellen gewerkt waarin al deze aspecten zijn opgenomen. Het gaat daarbij met name om de onderstaande punten, zoals genoemd in [2]:

- Aannames in de methode: 'Q-Variant' (GEBU);
- Cumulatieve overbelasting (GEKB);
- Spectraal naar individuele golfhoogten (GEKB/GEBU);
- Spectraal naar individuele stroomsnelheden (GEKB/GEBU);
- Hoogte overgang hard-zacht (GEBU).

Met de toepassing van een dergelijk nieuw model wordt ook een stap gemaakt in de benadering van 'het verhaal van de kering'. Door zowel GEKB als GEBU in één model te beschouwen kunnen de twee faalmechanismen als één faalmechanisme beschouwd worden: Graserosie. Hiermee kan de faalkansverdeling samengevoegd worden, wat leidt tot minder strenge eisen.

5.2

Beschrijving belasting- en sterktemodel HKV

De methode gepresenteerd in [3] heeft als grootste verschil ten opzichte van de huidige methode, dat de gebruikte ontwerpbelastingen meer in lijn met de realiteit zijn. Dit betekent dat er geen synthetische storm wordt gebruikt,





waarbij de golfcondities op de verschillende tijdstappen uit de Q-Variant (Hydra-NL: golfcondities bekledingen) volgen. Daarnaast wordt ook de kans op schade per hoogte (cumulatief) bijgehouden. Of dit tot hogere of lagere faalkansen leidt is vooraf niet te zeggen, wel dat het om een nauwkeurigere faalkans gaat. De verwachting is dat dit voor de IJsselmeerdijken tot lagere faalkansen leidt.

Een uitgebreide beschrijving van deze nieuwe methode is beschreven in bijlage A.

Het resultaat van een berekening bestaat vervolgens uit de volgende informatie:

- Een faalkans per niveau van de buitenbekleding. Hieruit blijkt dat de faalkans hoog is laag op het talud en afneemt over de hoogte van het talud. Let op dat er in werkelijkheid pas gras ligt vanaf 3.6 m+NAP, de faalkansen hieronder zijn voor de hypothetische situatie dat lager ook gras ligt. In paragraaf 5.3.2 zijn enkele resultaten gepresenteerd.
- Met de cumulatieve-overbelastingbenadering kan een HBN en/of faalkans berekend worden. Ook hiervan zijn in paragraaf 5.3.1 enkele verkennende resultaten gepresenteerd.

Hoewel de eerste resultaten met het door HKV ontwikkelde model veelbelovend zijn, zijn er nog enkele onderdelen die verder uitgewerkt dienen te worden voordat het toegepast kan worden in de praktijk:

1. Modelonzekerheden in de belasting en sterkte.

Op dit moment zijn er nog geen modelonzekerheden in het model verwerkt. Hiervoor zijn verschillende methodieken beschikbaar die ten tijde van het schrijven van deze rapportage onderzocht worden. Onderdeel hiervan is het meenemen van de correlatie tussen de modelonzekerheid van de golfhoogte (H_{m0}) en golfperiode (T_p en $T_{m-0,1}$), zoals beschreven in paragraaf 4.3.2.

2. Berekenen één faalkans, in plaats van een faalkans voor GEBU en voor GEKB.

Het voorgestelde model bevat inmiddels de berekening van de faalkans voor GEBU en GEKB samen. Als gevolg hiervan kan het ook als één faalmechanisme beschouwd worden waardoor de totale faalkansruimtefactor (ω) 0,24+0.045 = 0.285 bedraagt. Hierin zal wel rekening gehouden moeten worden met correlatie van sterkteparameters van de grasbekleding.

3. Toepassing van verschillende stormverlopen

De nieuwe methode biedt de mogelijkheid om in de tijd variërende stormverlopen toe te passen zoals bijvoorbeeld een driehoekig verloop van de windsnelheden in plaats van een constante piekwaarde zoals toegepast in de 'Q-variant' methode. Zowel de waterstanden als de golfhoogten en perioden verlopen dus als functie van de tijd. In het model is het mogelijk met verschillende stormduren te rekenen, op basis van [12].





4. Illustratiepunten

Illustratiepunten geven aan welke belastingcombinatie de meest waarschijnlijke is voor falen. Deze informatie is niet nodig voor het bepalen van een correctere faalkans, maar geeft dusdanig veel inzicht voor de experts dat dit noodzakelijk wordt geacht voor een werkbaar en gedragen aanpak.

5. Aansluiten op golfoploopproeven Deltares

Op dit moment is de faaldefinitie voor golfoploop vastgesteld op het moment dat de grasbekleding faalt. In werkelijkheid zullen ook eerst (erosiebestendige) onderlagen moeten eroderen voordat er van falen gesproken kan worden. Deltares voert op dit moment golfoploopproeven uit waarin deze reststerkte wordt onderzocht. Resultaten van deze proeven worden verwacht in het eerste kwartaal van 2021. In overleg met Deltares en het waterschap wordt besloten of deze nieuwe kennis toegepast wordt door een erosiemodel toe te voegen aan het nieuwe belasting- en sterktemodel.

5.2.1 Vergelijken probabilistische modellen Deltares en HKV

HKV ontwikkelt haar model mede in opdracht van Rijkswaterstaat WVL. Deltares werkt parallel, in opdracht van waterschap Zuiderzeeland, ook aan een model waarin GEBU en GEKB zijn samengevoegd tot één mechanisme en dat is gebaseerd op de cumulatieve overbelastingmethode. Uit een vergelijk tussen beide modellen zal eind februari/begin maart 2021 een keuze volgen voor het toe te passen model binnen de Verkenning, waarbij 'best for project' de doelstelling is. Beide modellen zijn veelbelovend en vullen elkaar naar alle waarschijnlijkheid aan. Beide modellen maken in principe ook geen gebruik van nieuwe kennis op het gebied van fysica. Er is vooral sprake van een slimmere rekenwijze.

5.3 Conceptresultaten cumulatieve overbelasting

5.3.1 Graserosie kruin en binnentalud (GEKB)

De werkwijze voorgesteld in het OI2014v4 maakt gebruik van deterministische overslagdebieten (1, 5, 10 liter per seconde per strekkende meter etc.). Met het gebruik van Riskeer is de mogelijkheid aanwezig om ook probabilistische overslagdebieten (gemiddelde plus spreiding) toe te passen. Beide werkwijzen zijn echter benaderingen van de werkelijke sterkte. Grasbekleding op de kruin en het binnentalud heeft namelijk een bepaalde weerstand tegen een bepaald aantal overbelastingen. Dit is de basis van de `cumulatieve overbelastingsmethode'. Samengevat zijn er dus drie methodes beschikbaar, allen gebaseerd op het bepalen van een hydraulisch belasting niveau (HBN):

1. Deterministisch kritisch overslagdebiet, beschreven in OI2014v4.

2. Probabilistisch overslagdebiet voor ontwerp, beschreven in [24].





3. Cumulatieve overbelastingsmethode, beschreven in [24].

Voor de laatste methode is nog geen formele (WBI, OI) software beschikbaar gesteld door het Rijk. Zoals eerder genoemd, is deze methode in het voorgestelde nieuwe belasting- en sterktemodel opgenomen. Toepassen van dit model zou in beoordelingsterminologie een 'Toets op Maat' zijn.

Figuur 15 toont de effecten van de drie methodes op het HBN van normtraject 8-3. We zien met een zwarte stippellijn de huidige kruinhoogte (ongeveer 5m + NAP). In het groen de benodigde kruinhoogten (HBN) wanneer semi-probabilistisch gerekend wordt met een vast overslagdebiet van 35 l/s/m (methode OI). Opgemerkt wordt dat 35 l/s/m slechts een illustratief (hoog) overslagdebiet betreft en dat bij het ontwerp de kwaliteit van de zode een belangrijke rol speelt. Slechts bij een goede gesloten en niet te steile zode op klei kan 10 l/s/m worden toegestaan. Hoger is echter ook mogelijk. Het OI2014v4 zegt hierover:

"Benadrukt wordt dat ook een groter kritiek overslagdebiet dan 10 l/s/m kan worden aangehouden als:

- 1. Het binnentalud op een groter overslagdebiet wordt ontworpen. Dit kan door:
 - Gebruik te maken van andere erosiebestendige materialen zoals asfalt, open steenasfalt, versterkt gras en dergelijke of
 - De rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet locatiespecifiek af te leiden, op basis van de gegevens en gedachten die ten grondslag liggen aan de rekenwaarden in tabel 5. Dit betreft maatwerk en wordt bij het ontwerp alleen aanbevolen als hiermee wezenlijke besparingen zijn te realiseren.

én

 De kans voldoende klein is dat door overslag een overstroming optreedt zonder het bezwijken van de kering (overschrijden kombergend vermogen van het achterland). Het gaat hierbij alleen over overstromingen met substantiële economische schade of slachtoffers tot gevolg."

In Figuur 15 zijn verder in het rood en paars twee probabilistische berekeningsresultaten (GEKB, Riskeer) weergegeven en in het oranje tenslotte het resultaat van een berekening met de cumulatieve overbelastingsmethode (Python-versie Hydra-NL) en dus mét een tijdsverloop van zowel waterstanden als golven.

De verschillen in benodigde kruinhoogte lijken op het eerste gezicht niet heel groot (maximaal 2 à 3 dm) op deze locatie. Bedenk echter dat normaliter met 1 of 10 l/s/m wordt ontworpen, waarmee de groene lijn hoger uit zou komen.



Water level Tijdsverlopen Qcr prob, gesloten zoden 2 uur stormduur Qcr = 35lsm Op basis van deze eerste inventarisatie lijken de resultaten van het alternatieve belasting- en sterktemodel (weergegeven als `tijdsverlopen') tussen de probabilistische overslagberekeningen met 2 en 5 uur stormduur (piekbelasting) in te vallen. Dit komt weer goed overeen met de 3 uur die in OI2014v4 wordt gehanteerd. Omdat in werkelijkheid voor dit watersysteem de overslagduur tussen deze duren in ligt kan gesteld worden dat de toepassing van de cumulatieve overbelastingsmethode realistische resultaten

 10^{-3}

 10^{-4}

 10^{-5}

 10^{-6}

geeft. Bij toepassing van een deterministisch kritisch overslagdebiet, voor nu is gekozen voor 35 l/m/s, lijkt het HBN onderschat te worden bij >NAP+3,0m.

5.3.2 Graserosie buitentalud (GEBU)

1

0 +---10¹

10⁰

 10^{-1}

10-2

Overschrijdingsfrequentie [/jaar]

Smale (2020) geeft aan dat de hoogte tot waar harde bekleding noodzakelijk is, al enkele jaren onderwerp van studie is en dat het resultaat daarvan een semi-probabilistische rekenregel (benadering) voor de bepaling van de hoogte van de overgang is [2]. Deze rekenregel is ook opgenomen in OI2014v4. Met name als de hoogte van de overgang bepaald wordt door het oploopmechanisme, dan lijkt er ruimte te zijn voor aanscherping.

Het OI2014v4 introduceert voor waterkeringen, waar deels een harde bekleding noodzakelijk is, de volgende formule (vuistregel) om de overgangshoogte te bepalen.

$$z_{overgang} = \max(h_{P_{eis,dsn}}; z_{oploop,P_{eis,dsn}}) + \frac{z_{2\%}}{10}$$

¹ Let op: de gepresenteerde resultaten zijn illustratief, zonder onzekerheden en geven slechts een indicatie van het HBN. Zie hierover paragraaf @.




Met	
Z _{overgang}	= Minimaal benodigde overgangshoogte (m+NAP)
$h_{P_{eis},dsn}$	= Waterstand bij de doorsnede-eis ($P_{eis,dsn}$) (m+NAP)
Z _{oploop,Peis} ,dsn	= Niveau vanaf waar het gras voldoet volgens de formules
	voor erosie door golfoploop bij randvoorwaarden met overschrijdingskans $P_{eis,dsn}$ (m+NAP).
<i>z</i> _{2%}	= Golfoploopniveau ten opzichte van de waterlijn dat door 2%
	van de golven wordt overschreden bij waterstand en golfcondities met overschrijdingskans $P_{eis,dsn}$ (m)

Op basis van berekeningen voor normtraject 8-3 lijkt het tweede deel van de formule, $1/10^{de}$ van de oploophoogte ($z_{2\%}$), slechts een beperkte invloed te hebben op de overgangshoogte (~0,3 – 0,5 m). Deltares geeft in reactie aan dat deze term kan vervallen. Daarnaast blijkt dat voor de IJsselmeerdijken het niveau waar het gras voldoet hoger ligt dan de waterstand bij dezelfde eis, waardoor geconcludeerd kan worden dat de term $z_{oploop,P_{eis},dsn}$ maatgevend is.

Onderstaande tabel toont voor HR-locatie YM_2_8-3a_dk_00495 de resultaten van de benodigde overgangshoogte voor verschillende profielen op basis van het OI2014v4.

Profiel	Z _{oploop,P_{eis},dsn [m+NAP]}
1:3, geen berm	9,90
1:5, geen berm	6,00
1:5, berm (NAP+2,3m), 1:3	5,80
Huidig profiel (DP3130)	6,30

Wanneer vervolgens voor dezelfde locatie het alternatieve belasting- en sterktemodel wordt toegepast, waarin de belastingen en sterkte volledig probabilistisch worden beschouwd, kan voor elke overgangshoogte bepaald worden wat de faalkans is als op de betreffende hoogte de overgang tussen harde- en zachte bekleding aanwezig is. Figuur 16 toont de resultaten. In de figuur toont de zwarte onderbroken verticale lijn waar de (gras-)bekleding aan dient te voldoen. Waar een sterkte berekening deze lijn doorkruist ligt de minimaal benodigde overgangshoogte. Let wel, hierin zijn onzekerheidstoeslagen nog niet opgenomen. Een hogere overgangshoogte resulteert logischerwijs in een kleinere faalkans, zoals ook valt op te maken uit de resultaten van het model.

Voor één locatie (dijkvak 22, uit de WBI-beoordeling) zijn gevoeligheidsberekeningen gemaakt met theoretische profielen (1 op 5, 1 op 3 en een gecombineerd profiel met berm) en het werkelijke profiel. Als eerste valt op dat een profiel met een talud van 1 op 3 resulteert in grotere

Tabel 9 Overgangshoogte o.b.v. OI2014v4, locatie: YM_2_8-3a dk 00495².

² Let op: de gepresenteerde resultaten zijn illustratief, zonder onzekerheden en geven slechts een indicatie van de benodigde overgangshoogte. Zie hierover paragraaf @.





faalkansen waardoor de overgangshoogte theoretisch tot boven de kruin komt te liggen. Voor een profiel van 1 op 5 is het tegenovergestelde te zien. Een andere constatering is het relatief verticale deel van de faalkansberekeningen. Dit is te verklaren doordat de oploopsnelheid over een significant deel van het talud aanhoudt. Hierdoor blijft de faalkans over dit deel vrijwel constant; een grasspriet die onderaan de oploopzone zit ondervindt eenzelfde belasting als een die hoger op het talud. Een wijziging van de overgangshoogte binnen dit gebied doet dus weinig met de faalkans. Wanneer dit steile deel rond de faalkanseis aanwezig is kunnen aanscherpingen een groot effect hebben (o.g. 2 meter). Dit is te zien bij het theoretisch profiel met berm en het werkelijke profiel.

Figuur 16 Overgangshoogte o.b.v. alternatief belasting- en sterktemodel.



--- Ondergrens grasbekleding

Op basis van de resultaten valt op te maken dat de overgangshoogte significant lager kan liggen om aan de doorsnede-eis voor GEBU te voldoen. Bij een uniform profiel ligt de winst rond de 1,0 m. Bij de profielen met een 1 op 5 talud, met berm en het werkelijke talud is de winst in de orde van 3,0 m. Het grote verschil is te verklaren door het min of meer verticale deel van de lijnen gepresenteerd in Figuur 16. Het is dan ook belangrijk om deze resultaten te nuanceren. Het kan zijn dat, met het meenemen van de modelonzekerheden en andere wijzigingen, de winst sterk vermindert.

Opgemerkt wordt dat ook voor het bepalen van de overgangshoogte geldt dat de probabilistische modellen van Deltares en HKV naast elkaar moeten worden gelegd en de vergelijking moet worden gemaakt met zoveel mogelijk dezelfde uitgangspunten zoals de vorm van het stormverloop.





5.3.3 GEKB en GEBU gecombineerd

Op basis van de resultaten uit 5.3.2 valt op te maken dat golfoploop het maatgevende fenomeen is voor de faalkans van de grasbekleding op het buitentalud (GEBU). Deze golven zijn echter dezelfde golven die het falen van de binnenbekleding (GEKB) veroorzaken. De faalkansen gepresenteerd voor GEKB zijn hoger dan voor GEBU, omdat stroomsnelheden over het aflopende binnentalud versnellen. Omdat falen voor beide mechanismen bij dezelfde belastingen gebeurt (de belasting die golfoploop geeft), zal GEKB-falen altijd eerst optreden. De faalmechanismen zijn in dit geval dus afhankelijk. Als je het in termen van faalkansbegroting zou willen uitdrukken: beide faalmechanismen moeten aan de gecombineerde faalkanseis voldoen (24% + 4.5%) in plaats van ieder aan diens losse faalkanseisen.

Zowel het rekenmodel van HKV als dat van Deltares is in staat om de totale faalkans van de grasbekleding te berekenen, waarmee dit afhankelijkheidsaspect zonder al te veel ingewikkelde wiskunde kan worden meegenomen. Dit is een stapje richting een faalbeschouwing volgens het (of een) "verhaal van de dijk". Dit zou voor een realistischere faalkansberekening eventueel ook nog uitgebreid kunnen worden naar andere faalmechanismen, zoals de steenbekleding of geotechnische faalmechanismen. In principe komt het neer op het per storm bepalen of de dijk faalt (voor alle faalmechanismen), en vervolgens de kansen op al die stormen te combineren.

5.4 Advies rekenen met cumulatieve overbelasting

Het advies is om in de periode eind februari 2021 – medio maart 2021 de twee modellen van Deltares en HKV naast elkaar te beschouwen en de overeenkomsten en verschillen, sterke en zwakkere punten op een rij te zetten. Voor twee locaties, waarvan in elk geval één nabij de Ketelbrug, wordt met de twee modellen de benodigde kruinhoogte bepaald en de overgangshoogte van hard naar zacht op het buitentalud.

Beide modellen rekenen volledig probabilistische aan zowel de sterkte- als de belasting en combineren de faalmechanismen GEBU en GEKB. Beide modellen bevatten een nieuwe aanpak voor de thema's genoemd in Smale [2]:

- Aannames in de methode: 'Q-Variant' (GEBU);
- Cumulatieve overbelasting (GEKB);
- Spectraal naar individuele golfhoogten (GEKB/GEBU);
- Spectraal naar individuele stroomsnelheden (GEKB/GEBU);
- Hoogte overgang hard-zacht (GEBU).

Uit de vergelijkende analyse moet ook blijken hoe groot de verschillen zijn tussen probabilistisch rekenen en semi-probabilistisch rekenen conform OI2014v4. Indien de verschillen zo groot blijken te zijn dat daarmee de keuze voor kansrijke alternatieven wordt beïnvloed, is probabilistisch rekenen in Ontwerploop 1 aan de orde. Als dat niet zo is, kan in Ontwerploop 1 op de





OI2014v4 wijze worden gerekend en wel met een kritisch overslagdebiet van 10 l/s/m en twee losse faalmechanismen (GEBU en GEKB). Bijkomend voordeel van de uit te voeren analyse is dat het ruimtebeslag nabij de Ketelbrug gedetailleerder in beeld komt, wat nodig is voor het gesprek met Rijkswaterstaat later in 2021 over de impact van de dijkversterking op de A6.





6 Advies actualiseren hydraulische belastingen

6.1 Aanpassen database en gebruik Hydra-NL

Ten aanzien van de *hydraulische database* is het samenvattende advies als volgt:

- 1. De waterstanden en golven in de database blijven ongewijzigd. Dat betekent geen nieuwe WAQUA (waterstanden) en SWAN (golven) berekeningen.
- 2. De meerpeilstatistiek (WBI2017) blijft ongewijzigd van toepassing.
- De windstatistiek Schiphol (WBI2017) blijft, inclusief de winddragaftopping boven de 30 m/s, ongewijzigd van toepassing.
- 4. De modelonzekerheid van de waterstand wordt in de database verlaagd van 0,30m naar 0,25m.
- 5. De modelonzekerheid van de golvenparameters blijft ongewijzigd van toepassing.
- 6. De correlatie tussen de modelonzekerheden H_{s} en $T_{p}\, wordt$ aan de database toegevoegd.
- 7. De eerder bij Rijkswaterstaat aan het licht gekomen inconsistentie in de toepassing van de biascorrectie op de modelonzekerheden voor de golven wordt in de database hersteld.

De hierboven genoemde wijzigingen zijn inmiddels doorgevoerd en intern HKV gecontroleerd. De nieuwe database kan worden gebruikt in Hydra-NL 2.8 dat met de correlatie tussen de modelonzekerheden overweg kan. Eind februari volgt een laatste controle door Deltares. Zodra ook Deltares akkoord is met de database volgt de analyse met de twee cumulatieve overbelasting modellen van Deltares en HKV en een advies over de binnen de verkenning te hanteren rekenmethode. Zie paragraaf 6.2. Daarna volgt Ontwerploop 1.

6.2 Keuze rekenmethode GEBU en GEKB

De meeste winst in termen van kleinere dimensies en minder materiaalgebruik lijkt te zitten in het toepassen van geavanceerde probabilistische rekenmethodes, waarbij de kans op falen van de grasbekleding wordt bepaald gegeven de veranderende hydraulische belastingen tijdens een storm. Er zijn momenteel twee probabilistische modellen in ontwikkeling die GEBU en GEKB samen beschouwen, één bij Deltares (projectleider A. Smale) in opdracht van waterschap Zuiderzeeland en één bij HKV (projectleider G. Rongen), mede in opdracht van





Rijkswaterstaat WVL. Centraal staat in beide modellen het gecombineerd, probabilistisch, rekenen aan graserosie buitentalud (GEBU) én binnentalud (GEKB). Beide modellen zijn gebaseerd op de cumulatieve overbelastingmethode voor GEBU en GEKB. In beide modellen kan ook de controle op dieptelimitering plaatsvinden: hoge golven op ondiep water breken.

In de periode medio februari tot medio maart 2021 worden beide modellen met elkaar vergeleken, door een concrete casus door te rekenen. De analyse moet in elk geval antwoord geven op de vraag wat het ruimtebeslag bij de Ketelbrug (A6, afstemmen met RWS) precies is, maar ook inzicht verschaffen in de te behalen winst ten opzichte van de huidige semi-probabilistische rekenmethoden. De verwachting is dat de overgangshoogte van de harde naar de zachte bekleding omlaag kan en dat er ook in kruinhoogte en daarmee dijkbreedte enige winst is te behalen. De vraag is verder of probabilistisch rekenen met deze modellen de keuze voor kansrijke alternatieven beïnvloedt. Indien dat zo is, dan is het voornemen al in Ontwerploop 1 met deze modellen te gaan rekenen. Zo niet, dan ligt toepassen in Ontwerploop 2 voor de hand.

Eind maart volgt dan een besluit over de te hanteren rekenmethode voor Ontwerploop 1.





7 **Referenties**

- [1] D. de Bake, "Hydraulische Belastingen IJsselmeerdijk," HKV & RHDHV, 2021.
- [2] A. Smale, "Overzicht plussen en minnen Hydraulische Belastingen. 11205572-002-HYE-0001," Deltares, 2020.
- [3] G. Rongen, "A probabilistic load model for dike revetments," HKV, 2020.
- [4] Waterschap Zuiderzeeland, "Opdrachtbeschrijving Cluster 1 -Versterking IJsselmeerdijk," 2020.
- [5] Deltares, "WAQUA-model IJsselmeer, IJsseldelta en Vecht. Opbouw, kalibratie en verificatie. 1202108-000," 2011.
- [6] HKV & Svašek, "WAQUA-productieberekeningen IJsselmeer en Vechten IJsseldelta voor WTI-2011: rapportage fase 1," 2011.
- [7] C. Gautier en J. Groeneweg, "Generieke methode SWAN modellering voor BOI en andere RWS toepassingen," Deltares, Delft, 2020.
- [8] A. Sterl, "Drag at high wind velocities a review," Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut (KNMI), 2017.
- [9] Deltares, "Vergelijking WBI2017 met OI2014 (zichtjaar 2015). Rapport 1200575-009-GEO-0001," 2017.
- [10] J. Stijnen en R. Daggenvoorde, "Proef productieberekeningen IJVD met het Nationaal Water Model," HKV, 2018.
- [11] J. Stijnen, A. van Hove en R. Daggenvoorde, "Databases Vecht-IJsseldelta. Nationaal Water Model," HKV, 2019.
- [12] C. Geerse, "Hydraulische randvoorwaarden 2006 Vecht- en IJsseldelta. Statistiek IJsselmeerpeil, afvoeren en stormverlopen voor Hydra-VIJ. Werkdocument 2006.036x," Instituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling (RIZA), 2006.
- [13] Deltares, "Basisstochasten WTI-2017. Statistiek en statistische onzekerheid. 1209433-012-HYE-0007," 2015.
- [14] R. Daggenvoorde, "Voorstel modelonzekerheden Vecht-IJsseldelta," HKV, 2020.
- [15] B. Strijker, "The inclusion of model uncertainty. Preliminary examination on how model uncertainties affect frequency lines for water levels," TU Delft, 2018.
- [16] B. Strijker, C. Geerse en J. Stijnen, "Voorstel update modelonzekerheden rondom IJsseldelta, inclusief Reevediep," HKV, 2019.
- [17] C. Gautier en J. van Nieuwkoop, "Quickscan Modelonzekerheden Golfbelasting Markermeer. 1220082-007-HYE-0002," Deltares, 2015.





- [18] H. Chbab en J. Groeneweg, "Modelonzekerheid belastingen. Wettelijk Toetsinstrumentarium WTI-2017. 1209433-008-HYE-0007," Deltares, 2015.
- [19] Svašek, "SWAN model van het IJsselmeer," 2010.
- [20] Deltares, "Correlation between model uncertainties wave height and wave period," 2018.
- [21] Waterschap Zuiderzeeland, "Logboek Grasbekleding buitentalud (GEBU)," 2018.
- [22] Waterschap Zuiderzeeland, "Logboek Grasbekleding erosie kruin/binnentalud (GEKB)," 2018.
- [23] Waterschap Zuiderzeeland, "Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen 2017-2022, normtraject 8-3, Definitief, vastgesteld," 2018.
- [24] Deltares, "BOI Omgaan met overgangen bij faalmechanisme gras erosie kruin en binnentalud. 11203720-025-GEO-0001," 2019.
- [25] B. Kuijper en D. Bake, "Invloed pompcapaciteit Afsluitdijk op Hydraulische Belasting IJsselmeerdijk," HKV, 2020.
- [26] Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, "Handleiding voor het gebruik van de dam- en voorlandmodule ter bepaling van de hydraulische condities bij de dijkteen," 2019.









Bijlagen

BH5290-HKV-ZZ-XX-RP-Z-0011_IJMD voorstel actualiseren HR_C02 • februari 2021



Α

A probabilistic load model for dike revetments

A probabilistic load model for dike revetments, Rongen, 2020

A probabilistic load model for dike revetments



Client



Rijkswaterstaat Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

Rijkswaterstaat - WVL



Rijkswaterstaat Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

A probabilistic load model for dike revetments



Final report

Author Guus Rongen

PR4363.10 December 2020



Summary

A Dutch version of the summary is available below. Een Nederlandse versie van de samenvatting volgt na deze Engelse samenvatting.

This report describes a new probabilistic load model for revetments. Three variants are developed that model the time evolution of the loads and resulting damage, with increasing amount of detail. The method is applied to grass revetments but could also be applied to other revetment types.

The first variant is comparable to the current method of calculating a water level or HBN with Hydra-NL or Riskeer, by changing the strength model for the equations from BM Gras. The second variant keeps track of accumulating damage, and the third and last uses more realistic time series for the wind and water levels.

All three variant are compared to BM Gras and GEKB results for four locations along the tidal and non-tidal rivers. Failure probabilities are lower than BM Gras results for the non-tidal reaches, and similar for the tidal reaches.

The first variant is programmatically closest to the method used in Hydra-NL and Riskeer. The duration of a hydrograph is divided in 12-hour durations, between which the failure probabilities are independently combined. For this it is assumed that the wind speed and direction is independent between consecutive 12-hour blocks. In natural storms, there is certainly a connection between these blocks, which is why we considered a variant 2 and in particular a variant 3, to model this more accurately. The variant with independent 12-hour blocks could (readily) be implemented in the existing software packages Hydra-NL and Riskeer by using a different 'strength' module, BM Gras. This applies even stronger to the modelling of overtopping (GEKB) with the cumulative overload method as replacement for the currently used critical overtopping discharge. We therefore recommend making this method available on the short term to the user, through the probabilistic software Hydra-NL and Riskeer.

The second variant combines the damage over consecutive 12-hour periods. For revetments this seems like a valuable improvement: the damage from the previous 12 hours is taken as the starting point, so that two durations both with 50% damage also lead to failure. With this we also simulate the contribution to failure of longer storms with a somewhat lower wind speed. However, test calculations show that this seldom leads to higher failure probabilities. This applies in any case to the formulas used for damage to the grass damage where, depending on the mechanism, a threshold value of the wave height must be exceeded, or the damage increases exponentially with wave height. Both mean that the probability of partial failure (between 0% and 100%) is relatively small, and that the wave conditions required for this are in general so rare that they do not occur often in two consecutive blocks. The amount of damage of failure can thus easily be approximated with 0% or 100%, making variant 2 equal to variant 1.



When adding up damage over consecutive 12 hours, the wind is still assumed independent. Since actual storms last 30 to 50 hours rather than 12, this is still an unrealistic assumption for schematizing actual storms. The third variant therefore uses realistic wind evolution and additionally also realistic water level time series for water systems such as the tidal river reaches, where the water level varies considerably from hour to hour. Although this variant is more complex, it offers more realistic assessments because fewer choices have to be made for modeling the wind. It also offers the opportunity to investigate the influence of different storm characteristics. This variant will probably not be able to be implemented in the official BOI software in the short term, as it also requires time series of the hydraulic loads. These are not readily available at the time of writing. We recommend creating a roadmap for including realistic time series in the WBI revetment assessments.

The model is applied to grass revetments but is applicable to any failure mechanism in which the damage is a consequence of water levels and wave conditions. Note however that the method requires to make a large number of simulations (10,000).

The developed method provides valuable insight in revetment strength but does still lack some features, like model uncertainties and design points. The implementation in this study should be extended with these features to better explain the observed differences with BM Gras.



Samenvatting

Dit rapport beschrijft een nieuw belastingmodel voor bekledingen. Er zijn drie varianten ontwikkeld die de ontwikkeling van de belastingen in de tijd en de resulterende schade in toenemende mate van detail beschrijven. De methode is toegepast op grasbekledingen, maar is ook toepasbaar voor andere bekledingtypen.

De eerste variant is vergelijkbaar met de huidige methode om een waterstand of HBN te berekenen met Hydra-NL of Riskeer, waarin het sterktemodel door de formules uit BM Gras zijn vervangen. De tweede variant houdt de opbouw van schade bij, en de derde en laatste gebruikt realistischere tijdreeksen voor de wind- en waterstanden.

Alle drie varianten worden vergeleken met BM Gras- en GEKB-resultaten voor vier locaties langs de benedenrivieren en bovenrivieren. Voor de bovenrivieren zijn de faalkansen kleiner dan de resultaten uit BM Gras. Voor de benedenrivieren zijn deze vergelijkbaar.

De eerste variant komt het qua implementatie het dichtst in de buurt van Hydra-NL en Riskeer. In deze variant wordt de duur van een afvoergolf opgedeeld in 12-uursblokken, waarover de faalkansen per bekledingniveau vervolgens onafhankelijk worden gecombineerd. Hiervoor wordt aangenomen dat de windsnelheid en -richting onafhankelijk is tussen opeenvolgende 12uursblokken. In werkelijkheid zit hier zeker een verband tussen, vandaar dat variant 2 en met name variant 3 dit nauwkeuriger modelleren. De variant met onafhankelijke 12-uursblokken zou echter relatief eenvoudig in de bestaande pakketten Hydra-NL en Riskeer kunnen worden geïmplementeerd door een andere sterktemodule (BM Gras formules) te gebruiken. Dit geldt ook voor de modellering van overslag (GEKB) met de cumulatieve overbelastings-methode, als vervanging voor het kritiek overslagdebiet. We raden aan om deze methode op korte termijn mogelijk te maken voor de gebruiker via de probabilistische software Hydra-NL en Riskeer.

De tweede variant combineert de schade over aaneengesloten 12uursperioden. Voor bekledingen lijkt dit een waardevolle verbetering: de schade uit de voorgaande 12 uur wordt als startpunt genomen, waarmee twee blokken met 50% schade opgeteld ook tot falen leiden. Hiermee simuleren we dus ook bijdrage voor falen van langere stormen met een wat lagere windsnelheid. Testberekeningen laten echter zien dat dit zelden tot hogere faalkansen leidt. Dit geldt in ieder geval voor de gebruikte formules voor schade aan de grasschade waar, afhankelijk van het mechanisme, een drempelwaarde van de golfhoogte overschreden moet worden, of de schade exponentieel toeneemt met de golfhoogte. Beide leiden ertoe dat de kans op gedeeltelijk falen (tussen 0% en 100%) relatief klein is, en de golfcondities die hiervoor nodig zijn zo zeldzaam zijn, dat ze niet snel in twee opeenvolgende blokken optreden. De faalkans kan dus eenvoudig worden benaderd met 0% of 100%, waarmee variant 2 gelijk wordt aan variant 1.



Bij het optellen van schade over opeenvolgende 12-uren wordt de wind nog steeds onafhankelijk aangenomen. Aangezien een storm in werkelijkheid eerder 30 tot 50 uur duurt dan 12, geven we hiermee nog steeds een onrealistische beschrijving van werkelijke stormen. De derde variant gebruikt daarom realistische windverlopen en aanvullend ook nog realistische waterstandsverlopen in watersystemen zoals de Benedenrivieren, waar de waterstand van uur tot uur flink verschilt. Hoewel deze variant rekenkundig ingewikkelder is, biedt het realistischere beoordelingen doordat er minder keuzes gemaakt hoeven te worden voor het modelleren van de wind. Daarmee biedt het ook de mogelijkheid om de invloed van verschillende stormkenmerken te onderzoeken. Deze variant zal op korte termijn waarschijnlijk niet geïmplementeerd kunnen worden in de officiële BOIsoftware, aangezien het ook tijdreeksen van de hydraulische belastingen vereist. Die zijn op het moment van schrijven niet makkelijk beschikbaar zijn. Wij adviseren een routekaart te maken voor het opnemen van realistische tijdreeksen in de WBI-bekledingsbeoordelingen.

Het ontwikkelde model is toegepast op grasbekledingen, maar in principe toepasbaar op elk faalmechanisme waarbij de schade het gevolg is van waterstanden en golfcondities. Merk echter op dat de methode een groot aantal simulaties vereist (10.000).

De ontwikkelde methode geeft waardevol inzicht in de sterkte van bekledingen, maar mist nog enkele mogelijkheden, zoals modelonzekerheden en ontwerppunten uitrekenen. De implementatie in deze studie moet worden uitgebreid met deze functies, om de waargenomen verschillen met BM Gras beter te duiden.



Table of contents

1	Time evolution in revetment calculations	1
1.1	Current method for describing load evolution in time	1
1.2	Alternatives for more realistic loads	2
1.3	Goal	3
1.4	Reading guide	3
1.5	Framework of WBI and OI	4
2	Accumulating damage in time	5
2.1	Introduction	5
2.2	Time development	6
2.3	Accumulating damage	7
2.4	Implementation	8
3	Load development in time	11
3.1	Current storm and water level modeling during a hydrograph	11
3.2	Evolutions for the tidal river reaches	12
3.3	Storm durations and wind speeds	15
4	Failure modes	17
4.1	Wave impact	17
4.2	Wave run-up	18
4.3	Overtopping	18
4.4	Strength parameters	19
5	Calculations and results	21
5.1	Introduction	21
5.2	Waal - Kekerdom	21
5.3	Limburg Meuse - Visserweert	23
5.4	Hollands Diep (Moerdijk)	24
5.5	New Meuse (Capelle aan den IJssel)	26
5.6	Results summarized	27
5.6.1	Calculation times	27
5.6.2	Outer slope	27
5.6.3	Inner slope	29
6	Discussion	31
6.1	Failure probabilities	31
6.2	New functionalities and user experience	31
6.3	Applicability	32



6.3.1	Probabilistic software	32
6.3.2	Water systems	32
6.3.3	Failure mechanisms and uncertainties	33
6.4	Load evolution and peak values	33
7	Conclusions and recommendations	35
7.1	Conclusions	35
7.2	Recommendations	36
8	References	37



1

Time evolution in revetment calculations

In the current assessment process of the outer revetments of dikes, described by (Slomp et al., 2016), a synthetic storm is used to determine the failure probability of the dike revetment. Synthetic means the wave conditions do not follow in time like they would do for a natural storm. Normally we would classify a natural storm's return period by the wave conditions when they are most extreme. For the used synthetic storm the wave conditions are chosen such that they match a given annual return interval at each moment in time, otherwise only the revetment level at the peak of the storm would receive the 'required' load This however leads to higher wave conditions in the tail of the storm, as long as the bathymetry does not limit these. This process has some significant shortcomings and could be improved towards a model which is more in agreement with 'natural' storms. This study focusses on developing such an improved method for determining revetment loads. The method is applied to grass revetments, which is why BM Gras is often referred to in this study. The method could however also be applied to other revetment types.

1.1 Current method for describing load evolution in time

For a revetment calculation, the entire time evolution of the boundary conditions is composed of peak values from the HR-databases¹. The time series follow a single realistic water level evolution (so no variation), to which wave conditions are matched such that the load has a specified return period, at each time step.

Because the return period of the full boundary condition series is equal, the wave heights at the storm peak are often² lower than in the tails to and from the peak. This can be explained from the perspective of the return period (less extreme water level leave more probability for wind speed), but it has little to do with a realistic load development. In addition, the values used were not necessarily peak values in the model simulations they are derived from. To explain these two issues a bit further:

1. The peak value of the water level during the storm follows from the cross-sectional safety requirement. A time evolution is linked to this peak

¹ HR is an abbreviation of the Dutch "Hydraulische Randvoorwaarden" which translates to Hydraulic Boundary Conditions.

² If there is no correlation between wind and water level, and the water depth is large, the wave conditions will increase with lower water levels. However, often the bathymetry is limiting the wave growth at lower water levels. Also in water systems such as the tidal reaches of Rhine and Meuse river, wind and water levels are correlated, so extreme wave conditions are more likely to occur together with extreme water levels.



value by scaling a (normalized) water level evolution to the required peak value (except for the reaches of Rhine and Meuse without tidal influence, where the load is assumed to be constant for 12 hours). In the flanks of this synthetic storm, the time-evolution of wind, water level and waves are composed of peak values extracted from Hydra-NL or Riskeer with the Q-variant (Duits en Kuijper, 2019). This is done such that it matches the annual return interval, rather than from time-dependent values referring to the actual stage and evolution during such an event. Because the water level is lower in the flanks and the return time of the total load remains the same, this often leads to higher wind speeds (more probability mass left for the wind), and thus also higher waves, unless the bathymetry limits wave development.

2. The wave conditions that serve as input for Hydra-NL and Riskeer are calculated with model simulations. From these simulations the maximum values of water level, wind and wave conditions are used. These peak values might in reality not occur at the same time. However, in the resulting model output they are used as if they would appear at the same time. This is not only the case for revetment calculations, but also for other hydraulic loads calculations, such as a water level or HBN³ calculation.

1.2 Alternatives for more realistic loads

The just described method to derive load evolution gives a single realistic water level development, but due to the specific link to wind speeds via peak values, no realistic load development. An alternative method is to use a probabilistic approach for the outer slope as well, by implementing the failure definition for these mechanisms in the probabilistic software. This would be similar to applying the current method for GEKB⁴ also for the outer revetment; The load development is divided into a longer (base) duration (30 days, representative of a discharge wave) and shorter block durations (12 hours, representative of stormy situations). The failure probability for GEKB can be determined per 12 hours, and then combined for the entire base duration. This approach can also be used for damage from wave run-up and wave impact at a particular level of the revetment. This approach assumes that every consecutive 12 hours is independent of the previous one, and therefore does not necessarily gives more realistic evolutions of water level and wind. Under the assumption of independence between consecutive block durations, the probabilities of the load are however fully in accordance with the load model in Hydra-NL and Hydra-Ring⁵

³ HBN is an abbreviation of "Hydraulisch Belasting Niveau", which is a quantity to express the required dike height for withstanding overflow and overtopping, resulting from the wave conditions.

⁴ GEKB is an abbreviation for "Gras Erosie Kruin en Binnentalud", which translates to grass erosion of the crest and inner slope. This is one the failure modes for dikes. It is related to the HBN, since the erosion of the crest and inner slope is the consequence of overtopping and overflow.

⁵ In the case of Numerical Time Integration (NTI). However, for the time integration technique FBC, the approach that is used there for GEKB can also be followed.



There are two caveats to the above method:

- Accumulation of damage over consecutive 12-hour blocks is not considered when failure probabilities are independently combined. When using the current dike assessment methods, this *is* the case.
- The water level development (and to a lesser extent the wind development) that results from the independent combination of 12-hour blocks is not realistic, especially when the water level is partly determined by wind, tides or storm surge barriers.

To achieve an actual improvement in revetment loads, the two above points must be incorporated into the load model for revetments. We do this by developing a method with which the build-up of the damage over time can be tracked (item 1). In addition, we are developing an approach with more detailed time evolutions, with which we are making improvements, especially for the tidal reaches of the Rhine and Meuse rivers (item 2). In this project we focus on grass revetments (GEBU⁶ and GEKB), and not on other revetment types. This has a practical reason, namely that from other projects we easily have the possibility to connect these modules to a prototype load model. However, we do consider the application for other revetment failure tracks, so that the results can also be linked to future development of the DiKernel Erosion, which is currently being developed by Deltares.

1.3 Goal

The project goal is to determine an alternative method for deriving hydraulic load conditions for dike revetments along the tidal and non-tidal rivers, which can be used for the current BM Gras software. With this method it should be possible to provide a more accurate failure probability for dike revetments, by considering load evolution in time more accurately. The final product should also provide an idea of the applicability of the method in the dike safety assessment process.

1.4 Reading guide

The next three chapters are the methodology part of the report. Chapter 2 describes the load model that is used for the failure track GEKB, and how this can be adjusted such that it allows for damage accumulation. Chapter 3 is about how storms are currently modeled, and how this could be improved by using more realistic time evolutions. Chapter 4 briefly described the failure modes of a grass revetment. The developed method is afterwards applied to four locations along the rivers Meuse and Rhine. Two of these locations are situated along the more upstream reaches without tidal influence, and two along the more downstream reaches with tidal influence. Chapter 5 presents the results for this. The results are put into context in chapter 6, the

⁶ GEBU is an abbreviation for "Grass Erosie BUitentalud, which translates to grass erosion of the outer slope, one the failure modes for dikes.



discussion, were an advice is given for the application of this method to other revetment tracks, such as Steentoets, BM-asfalt and the new DiKernel Erosion. and to other water systems. Finally, in chapter 7 the conclusions and recommendations are presented.

1.5 Framework of WBI and OI

The current system of WBI and OI is leading in this project. The method must fit within that framework. So, improvements are possible to the WBI and OI system, but a completely different method that does not fit in with the current line of thought and philosophy is not desirable.



2 Accumulating damage in time

2.1 Introduction

Figure 1 shows the modeled hydrographs of the Rhine discharge at Lobith for various peak discharges⁷. The total period of these time evolutions is 30 days, which is a representative time scale for the slow varying random variable discharge. Other variables, such as the wind and sea water level, which in case of high surge is related to the wind, vary on shorter time scales. For this a characteristic duration of 12 hours is used. In this model the load varies each 12 hours, conditional on the position in the slow 30-day variable.



This is just a simplification of real discharge or wind evolutions. It is however useful to calculate exceedance probabilities of water levels, overtopping volumes (GEKB) or other mechanisms that are vulnerable to the effects of water level and wind. Using this model to calculate probabilities can be done in several ways. Hydra-NL combines all subsequent 12-hour blocks independently, while Riskeer has the same option, but also other methods of schematizing these random variables in time. In this study the method is also applied to failure tracks of grass revetments, by adopting the approach for revetments and extending it to allow for cumulative damage. The next sections briefly explain these steps.

Figure 1 Schematized hydrograph shapes of the Rhine river at Lobith for several peak discharges.

⁷ The time evolutions are schematized in such a way that the exceedance durations of each discharge are roughly correct. For a consideration in which the water level during successive steps is important, time evolutions with more variation (fewer straight sections) could be chosen.



2.2

Time development

We start by giving a mathematical explanation of the time integration scheme used in Hydra-NL and Riskeer (NTI). For a more elaborate explanation, see (Geerse et al., 2011). This is based on slow random variables such as river discharge, and fast stochastics such as wind and sea water level. Figure 2 shows this schematically.

Figure 2 The discharge trapezoid and the discretization of the base duration B in blocks j of 12 hours.



Suppose we want the exceedance probability of a water level over one specific discharge evolutions, such as the evolution in Figure 2, then we initially determine the exceedance probability during each time step j, and independently combine these exceedance probabilities per 12 hours:

$$P_B(H_{ov} > h_{ov}|k) = 1 - \prod_{j=1}^{N} \{1 - P_{12}(H_{ov} > h_{ov}|q(j|k))\}$$
(1)

In which:

H_{ov}	:	The random variable water level, with realization h_{ov}
$P_B(H_{ov} > h_{ov} k)$:	The exceedance probability in a base duration B of 30
		days, given peak discharge k
Ν	:	the number of 12-hour blocks in 30 days, numbered by j

Such an equation in which the 12 hour and 30-day random variables are combined, is necessary because multiple exceedances within one 30-day period count as a single exceedance. Otherwise we could simply use the momentary exceedance probabilities of the discharge and determine all exceedance probabilities per 12 hours.

To determine the exceedance probability not only over the single evolution, but overall discharge evolutions in Figure 1, these probabilities can be integrated over the corresponding peak discharges k:

$$P_{B}(H_{ov} > h_{ov}) = \int_{k} f(k) P_{B}(H_{ov} > h_{ov}|k)$$
(2)

The above example is based on calculating the water level, but the same reasoning applies to the HBN, and in principle we could also apply this for the



grass revetment damage at one level on the slope. We then substitute H_{ov} for D, and h_{ov} for 1.0, the realization for failure, and get:

$$P_B(D > 1.0|k) = 1 - \prod_{j=1}^{N} \{1 - P_{12}(D > 1.0|q(j|k))\}$$
(3)

Where *D* is the Damage at the specific level of the revetment. To determine the total failure probability, we integrate k over the peak discharges as in equation (2). This gives the failure probability in a 30 day duration *B*. For the failure probability (or frequency) per year this probability is multiplied by 6, for the 6-month period spanning the winter half year from October to March.

Note that this gives the total failure probability for a specific revetment level. For calculating the failure probability of the complete outer revetment D should represent the maximum failure probability of any level on the revetment.

2.3 Accumulating damage

The problem with the method from section 2.2, however, is that for damage to grass revetments, failure does not necessarily have to be the result of one 12 hour period with strong wind, but it can also be the result of a prolonged storm period with perhaps less high wind speeds. Equation (3) should be written as below, to sum all the damage.

$$P(D_{tot} > 1.0|k) = P(D_{1|k} + D_{2|k} + \dots + D_{N-1|k} + D_{N|k} > 1.0)$$

$$= P\left(\sum_{j=1}^{N} (D_{j|k}) > 1.0\right)$$
(4)

which again can be integrated over the peak discharges k as shown in equation (2).

The tricky part of solving this sum, is adding up the damage over time. Since each time step has its probability distribution for the damage, and the damage at the end depends on the damage in all previous steps, there are infinite combinations in which the damage can grow (or at least a very large amount of possibilities, if the damage distributions are discretized). Luckily, we do not have to take all these combinations into account, but only look at the damage distribution in the previous step.

For each block duration or time step there is a probability distribution for damage $f(D_j)$ to occur, depending on the discharge level. In the next time step, there is a new probability distribution $f(D_{j+1})$. The probability distribution for the damage after the new time step j + 1 is the integral of the new damage D_{j+1} and the already present damage D_j :



$$f(D_j + D_{j+1}) = \int_0^1 f(s_{j+1}) f(D_j - s_{j+1}) ds_{j+1}$$
(5)

In which s_j is a realization of the damage in 12-hour duration j. An alternative notation for this is through the convolution integral of D_j and D_{j+1} :

$$f(D_j + D_{j+1}) = f(D_j) * f(D_{j+1})$$
(6)

100

So, the damage over the total duration is calculated by subsequently summing the damage over the two last time steps. Each step will result in a new probability distribution for the total damage so far. The damage is discretized in several steps (for example 50 or 100) between 0 (no damage) and 1 (failed). The damage greater than 1.0 does not need to be kept track of; this is the failure probability of the revetment at that level, or:

$$P(D_{tot} \ge 1) = 1 - P(D_{tot} < 1).$$
⁽⁷⁾

Note that this method for keeping track of the damage in time, is only valid for 'point erosion', where the damage or erosion on a level can be expressed as a scalar value. In case of erosion profiles there is interaction between the different levels, which cannot be considered with the equations above. Also in case we want to consider the total outer revetment instead of a specific level it is not possible to express the damage in a single number, because we need information on what part of the slope has existing damage.

2.4 Implementation

The implementation of this consists of several steps in which the damage and load probabilities are gathered and combined over the different hydrographs. The steps listed below give a brief overview of the way in which this is programmed. References to more detailed equations, or the equations themselves, are given in the steps.

- Calculate the wave conditions for all combinations of water level h, wind speed u, and wind direction r, by interpolating from the HR database or using Bretschneider (Bretschneider, 1970). Note that the wave conditions are calculated for the water level h itself, and not conditions that lead to this water level, like discharge, sea water level etc. The range of water levels is chosen such that it covers all the water levels that could give revetment damage.
- For all these combinations, calculate the amount of revetment damage in the 12 hours storm duration, for wave impact, wave run-up and overtopping. The equations for this are briefly described in chapter 4.
- 3. Calculate the probability of a water level h and wind speed u occuring, given a discharge level q and wind direction: P(h, u|q, r) In which h, u and q are not realizations, but indicate a range in which the realization might



fall. This probability can be calculated in a manner described by (Rongen and Geerse, 2020).

4. Determine the probability density function of the damage, given a specific discharge level:

$$f(D|q) = \sum_{r=1}^{16} P(r) \int_{u=0}^{u_{max}} \int_{h_{min}}^{h_{max}} P(h, u|q, r) \cdot I_{d(h, u, r) \in [d_1, d_2]} d(h, u, r) dh du$$

In which:

f(D q)	:	The damage distribution given the momentary discharge
		level q

- P(h,u|q,r) : The probability of a water level h and wind speed u, given the discharge level q and wind direction r
- $I_{d(h,u,r)\in[d_1,d_2]}$: An indicator whether the damage given the water level, wind speed and wind direction d(h,u,r) is within the discretization range $[d_1,d_2]$.

Note that the damage itself is not integrated but stored with the probability of occurring. This results in a discretized distribution of the damage, given the discharge and wind direction.

5. Subsequently, these damages can be combined over for all the discharge levels occurring in a hydrograph (equation (6)), and multiplied by the probability of the peak discharge, similar to equation (2).



R

Load development in time

The previous chapter explained what method is used to allow for accumulating damage over multiple 12-hour steps. This however still limits the application to using 12-hour periods with constant wind speed and water levels. For the tidal reaches of the river Rhine and Meuse, this is not in line with reality; the tide itself gives more than a meter of water level variation within 12 hours, for most of the region. Also, a storm from start to end takes about 2 days, although the relevant part for damage does usually fit into 12 hours. In this chapter we explain how to extend the method explained in chapter 2 to use more realistic load evolutions. Before that, the currently used storm durations are presented.

3.1 Current storm and water level modeling during a hydrograph

The WBI2017 wind statistic gives an exceedance probability for the (maximum) hourly mean wind speed within 12 hours. This gives us information about one of the 12 hours, but not for the 11 other hours. To fill this up, a characteristic storm duration of 3 hours or 5 hours is assumed. 3 hours applies to the areas where wind is a major factor for failure. If this is the case, a strong wind speed is needed to get a high water level or load. This wind speed will therefore last relatively short. For areas where wind plays a minor role, lower wind speeds with a longer duration will play a role too, hence the 5 hours. The 3 or 5 hours can be derived from analyzing storms with high wind speeds (> 20 m/s), but no source for this was found in literature. We will adopt these durations from (Hoven and Boers, 2019), where they are used for calibrating critical overtopping distributions. For revetments longer duration might be more representative, but it is unclear which duration exactly. Therefore, we use 3 and 5 hours, and critically evaluate the effect of this choice on the results.

The choice for 3 and 5 hours leads to the hypothetical water level and wind evolutions for a hydrograph with a certain peak discharge, as shown in Figure 3. Mathematically no actual wind realizations for the whole duration are chosen, but if a pattern were chosen, it could look like the one in the figure. For the tidal reaches the water level depends on more than just the discharge, and therefore varies from time to time too. For the tidal reaches the water level are correlated to the wind.



Figure 3 Example of water levels and wind speeds during a hydrograph on the Rhine or Meuse river. Above for the narrower parts without tidal influence, below for the more downstream parts with tidal influence.



The disadvantage of modeling storms with a short duration of high wind speed, is that the duration of the wind must be calibrated such that the damage or failure probability corresponds to its value during an actual storm evolution (like the 3 or 5 hours). If this is done properly and a constant water level trend is assumed, there is no problem. However, the water levels also vary during a storm. This will be very limited for narrow rivers without sea or lake level influence. For lake systems there will be a surge, related to the wind speed. In the Rhine-Meuse estuary the tide also has an influence on the water level in addition to the influence of wind and surge. This causes the water level to change continuously and significantly. For a good timedependent assessment of the revetment strength, it is necessary to calculate these actual evolutions. Another variant worked out in this study therefore includes more realistic load patterns. In the next section the construction of such a water level and wind pattern is explained for the tidal river reaches.

3.2 Evolutions for the tidal river reaches

The actual water level development in the tidal reaches of the river Rhine and Meuse during a storm depends on wind, surge, discharge, closing of the barrier and the timing of all these influences. These can therefore best be determined based on model simulations. For this study, we tried a simplified approach, in which the water level depends on the discharge (assumed stationary, this gives the base tide) and the occurring peak water level. The effect of the wind on the local water level is neglected, except for the part already accounted for in the peak water level (so deviations from this pattern



due to the wind are neglected). We opt for this simplified schematization so that we can calculate the development of the water level, without having to perform and import many model simulations.

Figure 4 shows the construction of a wind and water level trend. The evolution of the wind (red) and surge (gray) are the same as the WBI2017 schematization (Agtersloot and Paarlberg, 2016). The tide is derived from a SOBEK-RE simulation (Rongen and Maaskant, 2019). In principle, this is the schematization of the downstream boundary condition on the SOBEK model. Further inland the tide pattern changes: the effect of the setup occurs a few hours later than the surge peak at the coast. Also, the tails of the setup evolution will both slide backward in time (right in the figure). The extent to which these shifts occur can be deduced from SOBEK simulations.



Figure 4 Development of a water levels in the case of an open Maeslant barrier.

The water levels during closure are more difficult to describe without performing a model simulation. A pragmatic solution is to connect the water level peak at the start of the surge with the water level peak at the end of the surge. This is shown in Figure 5. The result of this is in most cases acceptable. However, when the shift between the peak of the wind and the peak of the surge increases, the second water level peak 'rises', as is also the case in Figure 4. The result is that the water level rises too quickly when connecting the peaks⁸. Also, the effect of wind on the water levels during closure (when the wind speeds are largest) is not modeled in this approach. Because the locations in this study are not too far upstream, this effect of the phase shift is limited, and the description of the water level is sufficient (ignoring the local wind effects).

⁸ A more sophisticated approach would be to increase the water level during closure depending on the discharge, and also decrease the water level when the outside (sea) water levels are lower than the water levels behind the barrier. At some point however it becomes easier to just simulate the situation and look up the water levels.



Figure 5 Development of a water level trend in the case of a closed Maeslant barrier.



The actual evolution of the water level during the period with the highest wind speeds is relatively important. To model this evolution correctly, the phase shifts between the highest wind speed, highest surge and high tide are important, as well as the water level evolution during closure (affected by wind). These detailed time series are calculated with the same calculations from which the peak water levels are determined and put in the HR-databases. Saving the full time series to the databases would result in databases that are many times as large, and perhaps too large. However, saving the time series for a limited number of locations (every *N* kilometres) would likely already be sufficient.

The just described patterns span 48 hours. The 12-hour durations are substituted for these and combined into a 30-day period as described in chapter 2. A hypothetical pattern, similar to the ones shown in Figure 3 is shown in Figure 4. We recognize the 48-hour triangular storm durations, and the tidal patterns with or without a surge, and potentially with a closure. Note that there is still a step pattern in the water levels, which has become more predominant by using 48-hour steps instead of 12-hour steps. The reason for not following the hydrograph more closely is twofold: WAQUA or SOBEK simulations are done with a constant discharge (Agtersloot and Paarlberg 2016), so when using these patterns, the discharge would also be constant for the 48 hour duration. Secondly it is computationally more friendly, because a surge pattern at the rising flank can be used again at the top or the receding flank.



Figure 6 Development of water levels and wind speed in the reaches with tidal influence, when a more realistic approach for the water level evolution is used.



3.3

Storm durations and wind speeds

When we use a 12-hour block duration for the storm, we use the wind statistic of the maximum hourly mean wind speed within those 12 hours, as explained in section 3.1. For the variant in which we consider the entire time evolution of water level and wind (per hour), it is not necessary to make a choice for the storm duration. After all, we use the full wind evolution. However, for this we look at a storm duration of 48 hours, in which the probability of exceeding the maximum hourly mean wind speed is greater; the longer the period you consider, the greater the chance that a value of the wind speed will be exceeded. We convert this wind statistic under the assumption of independence between the 12-hour blocks:

$$P(U_D > u) = 1 - (1 - P(U_{12} > u))^{\frac{D}{12}}$$

This scaling of the probability of exceedance is the same as the calculation that is done in Hydra-NL when the user opts for calculating with a block duration other than 12 hours. The effect of this scaling on the probability of exceeding the wind speed per block duration, and the exceedance frequency per year, is shown in figure 3.5.

Figure 7 Omnidirectional wind statistics for 12-hour durations and 48hour duration based on the scaling. De shown wind speed is the maximum hourly windspeed within the 12 or 48 hours.



Under the assumption of independence between hourly mean maxima within consecutive block durations, the probability of exceeding extreme wind


speeds per year is the same. With independence, it is very unlikely that two 12-hour extremes would fall within one 48-hour block. In reality, this is a possibility, because a storm spans a few 12-hour blocks from start to finish, and the potential multiple exceedances are only counted as one exceedance in 48 hours. Therefore, the 48-hour exceedance frequency curve will be slightly below that of 12 hours. When using the 48-hour statistic we thus slightly overestimate the wind speeds.

The wind speed evolution over the 48 hours follow a trapezoidal pattern, with a peak duration of 2 hours. Figure 8 shows this pattern. The thin stepped lines show the actually used patterns in case of a 1 hour time step.

Figure 8 Wind speed evolution during the 48-hour storm duration.



Note that the wind speed starts and ends at 0 m/s, which is below the daily average wind speed. Calculating the average wind speeds from such patterns (by first calculating the average wind speed during a time series and multiplying this with the probability of the peak wind speed) gives a average wind speed of 4.9 m/s at Deelen, and 5.5 at Schiphol. This is close enough to the values we find from KNMI measurements (4.1 m/s at Deelen, 5.0 m/s at Schiphol) to use the 0 m/s base value and the trapezoidal shape for describing the wind.



4 Failure modes

This study is mainly about improving the probabilistic load model for revetment calculations. The previous two chapters treated different aspects that would lead to such an improvement, accumulating damage and using more realistic load patterns. Before presenting the results, the failure modes are briefly explained for completeness.

Three failure modes are calculated with the probabilistic model. Wave impact and wave run-up are both failure modes for the outer slope (together called GEBU), and overtopping (GEKB) is a failure mode for the inner slope. The focus is on the outer slope since that is where the current approach falls short the most. Inner slope erosion failure is calculated in a similar way to run-up and can therefore easily be included in the calculations.

4.1 Wave impact

The equations in the section are all adopted from (de Waal and van Hoven, 2019).

The strength of the grass layer under wave impact is expressed as the duration it will hold under the load conditions, is calculated with the following equation:

$$H_{m0} > c: t_{damage} = \max\left(\frac{1}{b}\log\left(\frac{(H_{m0} - c)}{a}\right); 0\right)$$

$$H_{m0} < c: t_{damage} = 1000 \text{ hours}$$
(8)

In which t_{damage} is the resistance duration, H_{m0} is the significant wave height in meters, and a, b, and c are characteristic of the revetment. After the cover has failed, the clay layer with grass roots will possess some residual strength, which will increase the time to failure:

$$H_{m0} > 0.5 \text{ m:} t_{RS,grass} = \frac{\min(D_c; 0.5) - 0.2}{C \cdot \max(H_{m0} - 0.5; 0.001)}$$
(9)
$$H_{m0} < 0.5 \text{ m:} t_{RS,grass} = 1000 \text{ hours}$$

In which $t_{RS,grass}$ is the residual strength time for wave impact, D_c is the depth of the clay layer, and C is a factor for the slope tangent and sand content in the clay.

The damage time of the grass layer decreases more or less logarithmic with the wave height, where a twice as high wave height will only reduce the residual strength time by half (once the threshold value is exceeded), a linear relation.



4.2 Wave run-up

The strength of a grass layer under run-up is based on a cumulative overload method (de Waal and van Hoven, 2015). Each wave with a speed exceeding the critical velocity U_c will add some damage, until the critical amount D_{crit} is reached. As equation:

$$D = \sum_{i=1}^{N} \max\left(\alpha_M U_i^2 - \alpha_S U_c^2; 0\right)$$
(10)

 α_M is a model factor for increased load at transitions and objects. α_s is a model factor for decreased strength at transitions and objects.

The flow velocity U_i is proportional to the square root of the Run-up height, which is again proportional to the wave height. The relation between damage is therefore linear as soon as the threshold value is exceeded, considering the model factors α_M and α_S as in equation (10).

Damage through wave run-up and wave impact are added together in this study. This is somewhat of a simplification, since the two loads do not necessarily inflict the same damage. Also, some residual strength is added to the impact resistance, which is not the case for run-up.

4.3 Overtopping

The strength of the grass layer under overtopping is based on the same cumulative overload method as run-up (Hoven and Boers, 2019). Apart from a model factor for acceleration of flow on the downward slope, the equation is the same:

$$D = \sum_{i=1}^{N} \max\left(\alpha_A(\alpha_M U_i^2) - \alpha_S U_c^2; 0\right)$$
(11)

 α_A is a model factor for the increase of speed on the downward slope, based on the steepness of the slope. In the current practice of WBI2017, the method is replaced with a log-normal distribution of the critical overtopping discharge. This distribution is then calibrated to equation (11) for a choice of model parameters (α_A , α_M , α_S), storm durations and a significant wave height range. In this study we refrain from this approach and use the cumulative overload method directly.

Note that overflow is not considered as failure mechanism. The relation presented in equation (11) is not suitable for overflow, since overflow is not expressed as a number of waves but as a duration. To extend the approach to overflow, a relation such as presented by (Dean et al., 2010) could be adopted for water levels exceeding the crest. For now, the damage is assumed to be 100% as soon as the water level is above the crest.



4.4

Strength parameters

For wave impact on the outer slope, the default strength parameters are given by (van Hoven, 2019).

- Closed revetment: *a* = 1.0 m, *b* = -0.07 m, *c* = 0.25 m
- Open revetment: *a* = 0.8 m, *b* = -0.035 m, *c* = 0.25 m

For wave runup on the outer slope, the default strength parameters are also given by (Hoven, 2019).

- Closed revetment: D_{crit} = 7000 m²/s², U_c = 6.6 m/s
- Open revetment: $D_{crit} = 7000 \text{ m}^2/\text{s}^2$, $U_c = 4.3 \text{ m/s}$

For wave overtopping damage on the inner slope, we aim to reproduce the parameters used by (van Hoven and Boers, 2019). They did however define the strength parameters D_{crit} and U_c as random variables. Therefore, we use the value that is exceeded in 95% of the cases.

- Closed revetment: $D_{crit} = 7000 1.645 \cdot 700 = 5849 \text{ m}^2/\text{s}^2$
- Closed revetment: $U_c = 8.0 1.645 \cdot 1.0 = 6.355$ m/s.

For all locations, a closed revetment is assumed.

The results from the cumulative overload method are compare to the probability distributions for critical overtopping discharges. For this the parameters corresponding to a closed revetment without transitions or objects ($\alpha_M = 1.1$, $\alpha_S = 1.0$) from table 3.1 in (van Hoven and Boers, 2019) are used. For the tidal reaches, the values for a 2-hour storm duration are used (values for a 3-hour duration are not given), for the non-tidal reaches the values for a 5-hour storm duration are used.

4.5 BM Gras

BM Gras calculations are done, to compare the results to the methods described in this report. The official BM Gras software was not used directly, for several reasons:

- The official software contains an error in calculating the residual strength time for impact, for which the formula is given in equation (9). This error leads to an underestimation of the residual strength time. This issue was communicated to helpdeskwater in October 2019 under question id 19 10 2571.
- Damage due to wave impact and wave run-up are added together, like we do in this study too (see section 4.2). A regular BM Gras calculation is done either for wave impact or wave-runup. Since we do not look at locations with a stone revetment, impact is considered the dominant cause of outer revetment failure.



The wave conditions for the revetment where calculated with Hydra-NL, with the parameter settings for wave impact, with correcting for the angle of incidence of the incoming waves. No model uncertainties are used.

The water level evolution is based on version 4.0 of the schematization manual (van Hoven, 2019), which leads to a 12 hour constant water level for the non-tidal reaches, and a 35 storm surge with tide for the tidal reaches.



5

Calculations and results

5.1 Introduction

The results are worked out for 4 locations, 2 along the non-tidal reaches (where the water level is solely determined by the discharge) and 2 along the tidal reaches (where surge, wind and tide influences the water levels).

The failure probability of the grass cover is calculated for each of the locations in five different ways:

- 1. Results BM Gras (water level and wind development based on Q variant)
- 2. 12-hour wind situations, damage combined independently (similar to an HBN-calculation with Hydra-NL)
- 3. 12-hour wind situations, damage accumulated (explained in chapter 2)
- 4. 48-hour realistic storms, damage combined independently
- 5. 48-hour realistic storms, damage accumulated (explained in chapter 3)

The last two items are two versions of the variant with realistic load evolution, one with accumulative damage and one without. Both are calculated so that the effect of accumulating damage can also be determined for longer more natural storms.

5.2 Waal - Kekerdom

The revetment of this dike near Kekerdom, on the south bank of the Waal, does not match the required safety standard. The calculated failure probability is between once per 100 and once per 3000 years. This means the revetment will hold during a synthetic storm with an assumed exceedance probability of once per 100 years, but it will not hold during a synthetic storm with an assumed once per 3000-year exceedance probability. Figure 9 shows the profile on the left. Note that the axis scales are not equal, a square in the grid is one by one meter. On the right the bed levels and fetches are shown, which are used to calculate wave conditions with Bretschneider. The color shows the bed level, dark is low (deep water), light is high (shallow water). The dashed black line in the right figure indicates the orientation of the dike. The dike normal is perpendicular to this line in the direction of the river.



Figure 9 On the left the profile for the location along the Waal, near Kekerdom. On the right the bed level and fetches for which the wave conditions are calculated.





Figure 10 shows the calculation results. On the left for the outer slope, on the right for the inner slope. The figure on the left shows the failure probability horizontally per level on the revetment vertically. Each point on one of the lines is the exceedance probability of the critical damage for that revetment level. The black line is the failure probability for the BM Gras result, for which the critical level is indicated with the black dot. The once in 10-year water level is also shown, the BM Gras probabilities are valid above this level, because failure below this level is discarded as a maintenance issue. The bar chart on the right shows the failure probability for overtopping. The colored bars correspond to the same variants as the colored lines on the left. The grey and black bars represent the failure probabilities calculated by using a critical overtopping discharge distribution, with 3 deterministic levels and 2 probabilistic levels. The black bar represents the closed revetment calculation, with similar revetment strength parameters as the calculation behind the colored bars.

Figure 10 Results for the location along the Waal. The left figure shows the failure probabilities per level on the outer revetment. The right figure shows the failure probabilities for the inner revetment.



The highest probabilities of failure are at the bottom of the outer slope. Adding the damage between successive time steps has hardly any effect on



the chance of failure. Apparently, failure does take place within a single time step, at least for the failure mechanism GEBU and GEKB. A small difference is only visible at the lowest part of the slope. The failure probabilities when using realistic load patterns is considerably higher than when using 12-hour independent loads with a five-hour duration. Perhaps the five hours is too short to represent the triangular storm patterns. Another reason might be the 48-hour constant water level. During a hydrograph, the water level will likely change several decimeters.⁹

The distribution of failure probability over the slope is valuable information. The highest failure probabilities are on the lowest part of the slope. This part has the most residual strength; if the revetment would fail there needs to be a considerable amount of erosion before the dike could breach. And if it would breach, it is questionable whether it would lead to a considerable flood.

The overtopping failure probabilities are lower when using the cumulative overload method. The critical overtopping distributions are calibrated to give equal or more conservative results than the cumulative overload method, so an equal or lower failure probability is to be expected.

5.3 Limburg Meuse - Visserweert

This location concerns a small dike along the Limburg Meuse, with a fragmentary revetment (worse than an open revetment) due to many trees on the dike. This caused the revetment to have a failure probability of once per 3.3 to 100 years. Because a fragmentary grass cover cannot be assessed with the standard method, we used an open revetment. This dike would have a failure probability of once per 100 to 2000 years for an open revetment.

Figure 11 On the left the profile for the location along the Meuse, near Visserweert. On the right the bed level and fetches for which the wave conditions are calculated.





Figure 11 shows the profile and the bed level and fetch. Note the large fetch in northeast direction, which crosses the dike. The fetches are determined

⁹ A short sensitivity analysis in which some variation is added to the constant water level, shows that the failure probabilities will be a slightly lower when the water levels vary 0.5 meters during the 48 hours, especially near the top of the revetment. The resulting failure probabilities are however still significantly larger than the 12-hour values.



based on a perimeter which overlaps several land boundaries such as dikes. Subsequently the bed level is determined as the average over this line, which is low in this case (because it crosses the downstream riverbed). This all does not consider that the fetch is cut off by a dike right in front of it. Such a schematization of the geometry for wave growth can lead to wrong answers just as well. It is not the topic of this study, but good modeling of wave growth might be just as important as using a correct load model. What does not help, is that the geometry data are not explicitly available in the database, because the wave conditions with Bretschneider are calculated on beforehand and put in the database.

Figure 12 The result for a location along the Limburg Meuse with assumed very long fetches. On the left the failure probability per level of the outer revetment. On the right the failure probability of the inner revetment.



This location has similar outer revetment results to the Waal location: higher failure probabilities on the lower slope (although the difference is smaller, as is the profile height) and little difference between cumulative damage and independent 12-hour durations. For overtopping the difference between a cumulative and time-independent approach is negligible. The results for 12 hours and 48 hours are also equal, because the failure of the inner slope for this location is dominated by overflow.

The difference between using realistic patterns and 12-hour blocks is also very large, more than a factor 10 in failure probability. This indicates that the 5-hour storm duration is not a representative duration (too short) for the outer revetment. The difference is larger than for the Waal location, indicating that lower wind speeds are more important for this location.

5.4 Hollands Diep (Moerdijk)

This dike is located along the Hollands Diep, west of Moerdijk. The fetches at this location are long, but the dike is protected by a foreshore. The wave



Figure 13 On the left the profile for the location along the south bank of the Hollands Diep near Moerdijk. The wave conditions were calculated with SWAN

Figure 14

Results for the

per level on the

outer revetment. The right figure

shows the failure

inner revetment.



For the location along the Hollands Diep using realistic water level and wind evolutions lead to higher failure probabilities low on the dike slope, and lower failure probabilities high on the revetment. Since the water level time series start and end low (no wind, no surge, open barrier) and vary due to the tide, the water levels are considerably lower for a large part of the storm, when compared to using 12-hour durations with a constant water level. This explains the observed differences in the distribution of failure probabilities.

Real. patterns, independent Real. patterns, cumulative

- BM Gras

The maximum failure probability is about once per 1.000.000 years. Higher than the result from BM Gras, indicated with the black dot. For overtopping the failure probabilities using a cumulative overload method are higher than the ones resulting from the use of a distribution for a critical overtopping discharge. Perhaps the calibrated distribution for the critical overtopping discharge from (van Hoven and Boers, 2019) is too positive for this location.

Location overview

Profile



5.5

New Meuse (Capelle aan den IJssel)

This location along the New Meuse is relatively close to the storm surge barrier, making the sea an important factor for the occurring high water levels. However, the orientation of the dike is south. Large wind speeds from southwest do not cause very high storm surges, so high water levels and high wave conditions are less likely to coincide than for a dike with a western orientation (but not unlikely). Figure 5.7 shows the profile, bed levels and fetches. Figure 5.8 shows the calculation results.

Figure 15 On the left the profile for the location along the New Meuse, near Capelle aan den IJssel. On the right the bed level and fetches for which the wave conditions are calculated.





For the location along the New Meuse, the results are similar to the result for the Hollands Diep, however a bit more irregular, probably to the southern orientation as described above. Design points would be a useful result for this location in particular. The overtopping failure probabilities are a bit higher too for this location. Perhaps the critical overtopping distribution is too positive.

Figure 16 Results for the location along the New Meuse. The left figure shows the failure probabilities per level on the outer revetment. The right figure shows the failure probabilities for the inner revetment.





5.6 Results summarized

The previous sections showed the results per location. Below, the results are summarized in tables for the outer slope above the once in 10 years water level, and the inner slope.

5.6.1 Calculation times

The calculation times of each of the calculations in this study is roughly 20 seconds on a regular laptop¹⁰. A bit more when using the realistic load time series, and a bit less without. Note that no model uncertainties are considered. When including these as random variables, the calculation times could easily multiply by a factor 10 to 100, depending on the used method.

The calculation times are of a similar order of magnitude as the calculations with the current approach. The probabilistic in the calculation (as described in section 2.4) are similar to the Q-variant. The difference is that in the official BOI approach, this calculation is repeated for each revetment level, while in the developed approach, more strength calculations are done. The calculation times for both approaches scale in a similar manner when adding model uncertainties, as far as the methods allow this.

5.6.2 Outer slope

Table 1 shows the return period of failure for the level with the maximum failure probability, for each of the locations and each of the calculated variants. This is the most basic comparison with an assessment's result (BM Gras or overtopping) from both methods.

	BM Gras	Per 12 hours, independent	Per 12 hours, cumulative	Realistic 48- hour patterns, independent	Realistic 48- hour patterns, cumulative
Waal (Kekerdom)	3.26E+04	5.50E+05	5.33E+05	7.39E+04	7.29E+04
Maas (Visserweert)	3.35E+05	5.00E+07	5.45E+07	1.16E+06	1.16E+06
Hollands Diep (Moerdijk)	3.67E+06	8.31E+05	8.28E+05	8.84E+05	8.84E+05
New Meuse (Capelle ad IJssel)	3.07E+07	3.74E+08	3.74E+08	4.40E+08	4.40E+08

One important note for interpreting the results in the table, is that these are the failure probabilities for the specific revetment level where this probability is maximal. It is however not the 'total' failure probability of the outer slope.

Table 1 Return period for the outer revetment level with the highest failure probability above the once in 10 years water level. Failure due to impact and run-up are combined in these results

 $^{^{10}}$ AMD Ryzen 3500U processor with clock speed 2.1 – 3.7 GHz, no multithreading was implemented, so the calculation times are based on using a single core.



The failure probabilities for the different levels will be highly dependent, especially for consecutive levels. However, there is no 100% dependence, so there will be some cases in which part of the revetment fails but not another part, and vice versa. This leads to a total failure probability that is higher than the failure probability of the revetment level with the maximum probability. The numbers in Table 1 are however the best comparison for the BM Gras result, as those probabilities are also determined by the level that is most likely to fail.

We observe the following from the results in this chapter concerning the outer slope:

- For the locations along the tidal reaches, the failure probabilities are similar to the BM Gras probabilities, for all the applied methods. Note that the BM Gras results should be interpreted as only applicable for the revetment above the once in 10 years water level. Damage below this level is discarded as a maintenance issue.
- For both the Meuse and Waal location, the approach with realistic loads leads to higher failure probabilities in comparison with the 5-hour storm, indicating that the used 5-hour storm duration might be too short. In the tidal reaches, where high wind speeds are more important, the failure probabilities are more comparable. They are however lower on the slope due to water level variation (based on the figures in the previous sections).
- Accumulating damage does only marginally add to higher failure probabilities, for both 12 and 48 hours the differences are negligible. Apparently, if a grass revetment fails, it almost always happens within a single storm duration. This is under two conditions:
 - the assumptions of independency between consecutive 12- or 48-hour storm conditions. This assumed independence is a gross simplification in case of the 12-hour duration, but likely pretty accurate when considering a storm from start to end (in this study modelled within a 48-hour duration).
 - 2. The application to failure due to wave impact, wave run-up, overtopping. For different failure mechanisms the relation between wave height and damage might be more linear, in which the accumulation over different storm might become a more important factor. Note that for erosion of the subsoil a threshold wave height of 0.5 m is assumed (Klein Breteler, 2015), after which the erosion rate is linearly proportional to the wave height. This is similar behavior to run-up, but with a different threshold value.

This outcome that failure happens almost always during a single storm is convenient since it reduces the computational complexity. Also design points can be calculated much more easily for each revetment level. For locations with high wave heights at the dike toe, cumulative damage might still lead to higher failure probabilities for the outer revetment. Different failure mechanisms might also respond different to accumulated load.



5.6.3

failure due to overtopping.

Table 2 Return period for inner revetment

Inner slope

(Capelle ad IJssel)

patterns 12 hours, 12 hours, patterns = [closed ndependent ndependent ealistic 48-**Realistic 48**etment] cumulative Iour OUL Per er Waal (Kekerdom) 2.31E+05 3.04E+07 3.01E+07 1.49E+07 1.48E+07 Maas 1.01E+03 6.22E+03 6.22E+03 1.10E+04 1.10E+04 (Visserweert) **Hollands Diep** 1.40E+05 6.81E+04 6.76E+04 1.35E+05 1.35E+05 (Moerdijk) **New Meuse** 3.12E+06 3.53E+07 3.51E+07 4.78E+07 4.78E+07

Table 2 shows the failure probability for the inner slope.

For the inner slope, the new methods give in general similar failure probabilities compared to using the distributions for the critical overtopping discharge. The differences can be the result of several aspects:

- In calibrating distributions for critical overtopping discharges, some the cumulative overload method is inevitably a bit simplified. Some deviations in the results are therefore to be expected.
- One of these simplifications is the duration of overtopping. For the tidal . reaches we chose the 2-hour storm values from (Hoven and Boers, 2019) as reference, for the non-tidal reaches 5 hours. In the end, it is the importance of high wind speeds that dictate the duration. Low wind speeds might be exceeded for longer durations than high wind speeds. For the non-tidal reaches for example, the 5 hours are a bit short, resulting in lower
- For overtopping the relation between the 12 and 48-hour failure • probability is similar to the run-up results of the highest revetment level, although the failure probabilities are higher due to the acceleration of flow over the inner slope, which result in higher flow velocities and more damage.
- We assumed failure probability 1.0 when overflow occurs (water level . above the crest), because the used cumulative overload method is only applicable to waves. This is a bit more conservative than allowing some overflow, which is the case when using the distributions. For the Limburg Meuse location the inner slope failure probability is the result of overflow. Here also 48-hour probability is smaller than the 12-hour probability, which is the result of the numerical discretization around the peak of the discharge waves.

cumulative



6 Discussion

In this chapter first the results are reviewed in section 6.1. After that the new functionalities and user experience are discussed (section 6.2). This does however comes at the cost of implementing the method in the WBI, which is discussed in section 6.3. Section 6.4 discusses how this study's results can be used for an improvement time-dependent revetment assessment.

6.1 Failure probabilities

The method presented in this study gives similar failure probabilities (for the outer slope) as the current method BM Gras. In the non-tidal reaches the 12-hour duration for the non-tidal reaches is a bit conservative.

Using the cumulative overload method for overtopping gives more similar results, than for the outer slope. However, for the four assessed locations the differences could still be a factor 10. This vouches for using the cumulative overload method directly in the probabilistic software of Hydra-NL and Riskeer, since it removes the inaccuracies that result from the calibrated distribution in between.

As already mentioned with the results, the calculate outer slope failure probabilities represent a single level on the outer revetment. The total failure probability of the outer revetment is larger, since failure can occur independent of each other for different levels. This can be done relatively easy when consecutive durations are independent, by looking for any level with failure during a storm instead of a specific level. For the case with accumulating damage doing this is not possible in the way described in chapter 2, since the total revetment damage can no longer be expressed as a single number.

6.2

New functionalities and user experience

The developed method provides insight in the distribution of failure probability over the revetment slope. For all locations, the failure probabilities on the lower slope part are the highest. This is also where the residual strength is the largest. Extending the method such that it gives design point output would increase the understanding of critical events. These events could more easily be compared with BM Gras boundary conditions, for understanding of the differences.

Regarding the storm durations, when using realistic load time series it is no longer necessary to select a characteristic duration, something that is still required for the '12-hour' variants. The 5 hours used in this study for the non-tidal reaches was too short, while the 3 hours for the tidal reaches



seems a good match. It is hard to select this duration on beforehand because the relevance of lower wind speeds needs to be estimated. Using realistic storm duration complicates the calculation on the back end, but it gives more accurate results, and the user does no longer need to select a characteristic storm duration. Another feature of the method with realistic time series for the load, is that the sensitivity of storm durations and patterns can more easily be researched.

The main advantage of this method for the user, is that it increases insight and simplifies the process at the same time. The number of steps in a GEBU and GEKB assessment are reduced, making it simpler and less sensitive to errors.

6.3 Applicability

Adopting the method presented in this study in the official assessment instruments requires some further development and implementations. These are discussed in this section.

6.3.1 Probabilistic software

Because the damage accumulated over multiple durations does not lead to significantly higher failure probabilities, the easiest way to adopt this method would be to connect the BM Gras module to Hydra-NL or Riskeer, just as currently the overtopping module is used for calculating HBN's. It is probably not the most computationally efficient option, but it does have the advantage of using already validated probabilistic software.

The same applies to the cumulative overload method. It is just as easy to calculate the flow velocities on the crest and inner slope, as calculating the overtopping discharge. All the required information is present or can easily be provided by the user.

Adopting the variant with realistic time series for the load in the current probabilistic method, is more a long-term development. Since the realistic loads time series should be constructed and processed by the software. There are several options for doing this, but it likely requires the availability of detailed time series from the production calculations. This involves a lot of data, which are currently not easily accessible.

6.3.2 Water systems

The described methods can be applied to all water systems in the Netherlands. The load model is equal to the one present in Hydra-NL and Riskeer, with a slow random variable (in this study the discharge) and a fast random variable (the wind). By including realistic storm patterns, better and more flexible results can be achieved in systems with complex water level wind interaction, such as the river reaches with tidal influence. For the coast,



the method can be applied to both the current load model (based on measured water level statistics) and a possible future model based on SWAN and WAQUA / D-Hydro. In contrary to the river systems, the loads along the coast are only influenced by a fast random variable: wind and the resulting surge, which reduces the complexity¹¹.

6.3.3 Failure mechanisms and uncertainties

In terms of failure mechanisms, all models can be used that calculate damage as a result of a water level and wave conditions ($T_{m-1,0}$ or T_p , H_s and the wave direction). The variant that keeps track of the accumulating damage is limited to a model in which the damage can be expressed as a single number. But since this study showed that grass revetment failure will always take place within a single storm, it is unnecessary to keep track of the damage in time. This means that failure probabilities of consecutive storms can be combined independently. This conclusion might however be different for other failure mechanisms.

The load for most revetment models consists of water levels, wind speeds and wind directions, which translate to the wave conditions that do the actual damage. Suppose you discretize your random variables with 10 to 50 wind speeds, 16 wind directions and 25 to 50 water levels, then you will have to do 4,000 to 40,000 revetment calculations within one probabilistic calculation.

Such numbers are not a problem for BM Gras (which is used is this study, but to which the method is not inextricably linked) or the module for overflow and overtopping. For a simple erosion model this perhaps is also still possible. However, when adding model uncertainties, the number of calculations can easily multiply to an amount which is no longer feasible to calculate. In that case sacrifices need to be made in the probabilistic method (level II such as FORM, instead of level III such as Monte Carlo of numerical integration), in the details used to discretize the random variables, or the number of random variables. The methods presented in this study remain useable as long as the user is prepared to discretize the loads numerically with sufficient detail (as explained in the previous paragraph).

6.4 Load evolution and peak values

With the variant that includes modeled load evolution within a storm, it is possible the calculate the failure probability more accurately. However, these time series are still composed with wave conditions from the HR-databases, that contain only peak values (see section 1.1). For a better time-dependent approach, the full evolution of the water level and wave conditions should be known during the storm. The developed approach with realistic patterns is

¹¹ You could consider the tide a slow random variable. In the current approach the tide is part of the sea level statistics, so it can not be explicitly defined.



however a big step towards such a more sophisticated approach, as described for example by de (Waal and Chbab, 2018).

An additional point of attention is the considered 30-day hydrograph duration in this study, also referred to as the base duration. 30 days was used, which is a characteristic length for a typical hydrograph from start to end. Closer to the downstream sea level boundary, this specific duration becomes more and more arbitrary since the discharge affects the water levels less. The 30 days are no longer needed for calculation the correct number of exceedances in the probabilistic calculation, so perhaps just considering the 2-day storm duration is sufficient. The consideration for this will depend on the repair time needed after damage has occurred and a correct modeling of twin storms.



7 Conclusions and recommendations

7.1 Conclusions

The goal of this study was to determine an alternative method for deriving hydraulic load conditions for dike revetments along the tidal and non-tidal rivers, which can be used for the current BM Gras software.

Three variants where developed for better time evolution in loads. One that combines the failure probability of a revetment of each 12 hours (the characteristic wind duration). A variant that keeps track of accumulating damage and a variant with realistic load evolution over 48 hours.

All three variant are compared to BM Gras results for four locations along the tidal and non-tidal rivers. For the non-tidal river reaches the failure probabilities are lower than BM Gras, for the tidal reaches the failure probabilities are of a similar order of magnitude. The calculation times are roughly 20 seconds, but this does not include model uncertainties, which likely increases the computation time by ten- or hundredfold.

The first variant is closest to the method used in Hydra-NL and Riskeer to calculate an overtopping discharge or required crest level. It could (readily) be implemented in these software packages by using a different 'strength' module, BM Gras. This applies even stronger to the modelling of overtopping with the cumulative overload method, rather than the currently used critical overtopping discharge.

The second variant combines the damage over consecutive 12-hour periods, a duration that is assumed representative for a wind situation. Although this seems a valuable improvement for revetments, the test calculations showed that this rarely leads to higher failure probabilities. This does however depend on the assessed failure mechanisms. We considered failure of the grass revetment, where a significant wave height is necessary before damage starts. For failure mechanisms with a more linear relation between wave height and damage the cumulative damage approach likely gives significantly higher failure probabilities. An important limitation for the second variant is that is can only be applied for failure mechanisms where damage can be expressed as a single number. This is the case for the grass cover damage, but for example an erosion profile cannot be expressed as a single quantity.

The third variant used realistic water level and wind evolutions. Although this variant is more complicated computationally, it offers better more realistic safety assessments and the possibility to evaluate the importance of different storm characteristics. This variant is unlikely to be implemented in short term, since it also requires detailed time series of the hydraulic loads, that are currently not readily available.



The most promising results seem to be the first and the third variant. The first because it is relatively close to the current approach and could therefore be adopted on short term. The third variant models the time evolution of wind and water levels with more detail, which reduces the schematization choices and gives mainly in the tidal reaches a more realistic distribution of failure probability over the slope. The second variant, with cumulative damage, did not give significantly different failure probabilities. It might however still do so for other failure mechanisms or water systems, so the method is potentially useful in future developments.

The method is applied to grass revetments but could similarly be applied to other revetments for which the damage is a result of water levels and wave conditions. It can be developed symbiotically with newer revetments modules such as the DiKernel Erosion.

Finally, the method might be mathematically more complicated than the current approach, this can all be solved on the back end. For a user it potentially provides more and better insight in the revetment strength, and a simpler process for evaluating the revetment safety.

7.2 Recommendations

Based on the results of this study we have four recommendations:

- The implementation in this study should be extended with model uncertainties and design points. Subsequently, carry out a consistent comparison between BM Gras and the new methods for multiple locations, to explain the observed differences better.
- 2. Make the variant with 12-hour durations available on the short term to the user. Preferably in a probabilistic software like Hydra-NL and Riskeer.
- 3. Create a roadmap for adopting realistic time series of wind and water levels in the WBI revetment assessment. This can be based on the developed variant 3, but it should also include a plan for making detailed time series of the hydraulic loads available. This does not necessarily have to be for every 100 meters, it can also be for a limited number of representative locations in the tidal reaches and other relevant water systems. The final goal should be to make this variant with realistic loads available to the user in Hydra-NL or Riskeer too.
- 4. Include other (planned) improvements to the BOI-modules related to dike revetments in further development, mainly subsoil erosion. The results showed for example that the failure probabilities are in general highest on the lower parts of the outer slope. This part of the slope however also has the largest available residual strength. Including residual strength (through allowing additional erosion of the subsoil) could likely reduce the failure probabilities.



8

References

Agtersloot, R., & A. J. Paarlberg. 2016.

"WAQUA Productieberekeningen Rijn- Maasmonding - Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017." [Deltares report 1220082-001-HYE-0015]. Deltares, November 2016.

Bretschneider, CL. 1970.

"Wave Forecasting Relations for Wave Generation." *Look Lab, Hawaii* 1 (3).

Dean, R. G., J. D. Rosati, T. L. Walton & B. L. Edge. 2010.

"Erosional equivalences of levees: Steady and intermittent wave overtopping." Ocean Engineering 37 (1): 104–13. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2009.07.016

Duits, M., & B. Kuijper. 2019.

Hydra-NL – Systeemdocumentatie – Versie 2.7 [HKV-report PR4022.10]. HKV lijn in water, September 2019.

Geerse, C., R. Slomp, & J. P. de Waal. 2011.

Hydra-Zoet for the fresh water systems in the Netherlands Probabilistic model for the assessment of dike heights. December 2011, 159. http://publicaties.minienm.nl/download-bijlage/23355/hydra-zoet-for-the-fresh-water-system-in-the-netherlands.pdf

Hoven, A. van. 2019.

"Schematiseringshandleiding grasbekleding." Ministry of Infrastructure and Water Management, November 2019.

Hoven, A. van, & M. Boers. 2019.

"BOI Omgaan met overgangen bij faalmechanisme gras erosie kruin en binnentalud - Korte studie naar kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet inclusief overgangen." [Deltares-report 11203720-025-GEO-0001]. Deltares, November 2019.

Klein Breteler, M. 2015.

"Residual strength of grass on clay in the wave impact zone - product 5.10" [Deltares-report 1209437-011-HYE-0004, Version 3, final]. Deltares. June 2015

Rongen, G., & C. Geerse. 2020.

"Advies versnelling Hydra-Ring - Mogelijkheden tot versnelling op basis van Pythonprototype en preprocessor." [HKV-report PR4320.10]. HKV lijn in water, December 2020.

Rongen, G., & B. Maaskant. 2019.

"Systeemanalyse Hollandsche IJssel - Uitwerking conform BOI uitgangspunten." [HKV-report PR3925.10]. HKV lijn in water, April 2019.

Slomp, R., H. Knoeff, A. Bizzarri, M. Bottema, & W. de Vries. 2016. "Probabilistic Flood Defence Assessment Tools." In *E3S Web of Conferences*, 7:1–14. https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160703015.



Waal, J. P. de, & E. H. Chbab. 2018.

"Tijdsafhankelijkheid Hydraulische Belastingen - Probleemanalyse en oplossingsrichtingen." [Deltares-report 11200580-000-HYE-0004]. Deltares, March 2018.

Waal, J. P. de, & A. van Hoven. 2015.

"Failure Mechanism Module Grass Wave Runup Zone Requirements and Functional Design." [Deltares report: 1220043-002-HYE-0004]. Deltares, October 2015.

Waal, J. P. de, & A. van Hoven. 2019.

"Failure Mechanism Module Grass Wave Impact Zone - Requirements and Functional Design. [Deltares report: 1220043-002-HYE-0025]. Deltares, July 2019.



Head office HKV Botter 11-29 8232 JN Lelystad The Netherlands

Branch office Informaticalaan 8 2628 ZD Delft The Netherlands

0320 294242 info@hkv.nl www.hkv.nl/en/



Β

Verslag bespreking aanpassingen hydraulische randvoorwaarden en rekentechnieken

Besprekingsverslag

nummer		project	Versterking IJsselmeerdijk
datum	22 december 2020	projectnr.	
plaats		autorisator	
opsteller	PJ Bart	vakgroep	
onderwerp	Bespreken aanpassinger	n HR en rekentech	nieken voor project IJMD

aanwezig	namens	verzendlijst	afwezig
Robert Slomp	WVL		
Robert Vos	WVL		
Alfons Smale	Adviesteam Dijken		
Don de Bake	HKV		
Martijn Huisintveld	HKV		
Guus Rongen	HKV		
Pieter Jeroen Bart	ZZL		

nr. verslag

De hydraulische randvoorwaarden (HR) Voor de IJsselmeerdijk (IJMD) zijn vrij fors. Afgelopen jaar zijn analyses uitgevoerd naar mogelijke aanpassingen van de HR en de rekentechnieken voor hoogte en bekledingen. Hiervoor heeft eerst Deltares (Alfons Smale) een analyse gemaakt en nu de verkenning van de IJsselmeerdijk is opgestart heeft RHDHV/HKV een aantal zaken verder uitgezocht en een voorstel gemaakt voor de uit te voeren aanpassingen aan de HR. De bespreking heeft tot doel om:

- 1. Te bepalen welke aanpassingen leiden tot significante wijzigingen in de HR en het ontwerp.
- 2. Te bepalen of er voldoende onderbouwing en consensus is om aanpassingen door te voeren

Aanpassingen kunnen tot zowel positieve als negatieve effecten leiden. Het gaat erom om de laatste inzichten te verwerken zodat we een set van HR en rekentechnieken te verkrijgen waarmee een goed onderbouwd ontwerp kunnen maken.

WVL brengt in het overleg hun expertise en de verwachte aanpassingen aan het BOI in. WVL heeft nadrukkelijk geen review rol.

Onderwerpen

De volgende onderwerpen zijn besproken:

- Windstatistiek IJsselmeergebied
- Aanpassen BIAS-correctie
- Aanpassen modelonzekerheid meerpeil en golven
- Aanpassen winddrag
- Analyse bestaande golfberekeningen (SWAN) door WVL
- Toepassen nieuwe rekentechnieken

actie door

projectnr.:

nummer: blad 2 van 5

Besprekingsverslag

Windstatistiek Usselmeergebied

De huidige windstatistiek in de HR is gebaseerd op de locatie Schiphol. Het is de verwachting dat er verschillen zijn tussen de windstatistiek boven land en boven een open water als het IJsselmeer. De kennis hieromtrent is echter nog niet eenduidig uitgekristalliseerd .

ledereen is het er over eens dat hiervoor dan ook geen aanpassingen in de HR worden gedaan.

Aanpassen BIAS-correctie

In 2018 is binnen het WBI aan het licht gekomen dat er inconsistenties zitten in de toepassing van de biascorrectie (structurele modelfout) op de modelonzekerheden voor de golven. De oplossing hiervoor is reeds bekend wordt ook algemeen geaccepteerd. De databases zullen op dit aspect worden gecorrigeerd zodanig dat de database en Hydra-NL (dan wel Riskeer) samen goed functioneren.

Aanpassen modelonzekerheid meerpeil en golven

Modelonzekerheid waterstand

De modelonzekerheid van de waterstand is een parameter in de database die de invloed van het rekenmodel op de waterstanden verdisconteert. Uit een studie van HKV voor de Vecht-IJsseldelta blijkt dat de modelonzekerheid aangescherpt kan worden van 0,3 naar 0,25. Dit levert een kleine "winst" op van orde grootte 5 cm op de HBN. Afgesproken wordt om deze wijziging door te voeren.

Modelonzekerheid golven

De modelonzekerheid van de golven verdisconteert de invloed van het rekenmodel op de waterstanden. Na analyse blijkt dat er geen aanleiding is om de modelonzekerheid van de golven aan te passen. Dit wordt dus niet gewijzigd in de database.

Aanpassen winddrag

De winddrag zorgt voor de energieoverdracht tussen de wind en de golven en zorgt daarmee voor de golfgroei. In Hydra-NL en Riskeer wordt dit verzorgt door een parameter (de winddrag coeffcient) die groter wordt naarmate de windsnelheid toeneemt. Men is het er echter over eens dat de de winddrag niet eindeloos kan blijven toenemen. Op een gegeven moment verwaaien de golftoppen. In de huidige versies van Hydra-NL en Riskeer is dan ook de mogelijkheid opgenomen om de winddrag af te toppen bij een windsnelheid van 30 m/s. Dit aftoppen wordt wel achteraf in de database gedaan en niet direct in de productieberekeningen van WAQUA en SWAN.

Hoewel de aftopping bij 30 m/s wat conservatief lijkt is er geen onderbouwing om bij een lagere windsnelheid al af te toppen. Dit wordt dan ook niet meegenomen in de aanpassingen.

projectnr.:

nummer: blad 3 van 5

Besprekingsverslag

RHDHV/HKV heeft nog wel een voorstel gedaan om na te gaan of het "netjes" aftoppen van de winddrag in de WAQUA en SWANberekeningen nog invloed heeft. Dit wordt binnen het project IJMD nog besproken.

Analyse bestaande golfberekeningen (SWAN) door WVL

Robert Slomp geeft aan dat er momenteel een analyse loopt waarin uitgangspunten van de huidige golfberekeningen (SWAN) uit 2011 nog een keer tegen het licht gehouden worden. Deze studie is waarschijnlijk eind januari afgerond. Geadviseerd wordt om daar kennis van te nemen en eventuele impact op de HR te beschouwen binnen het project IJMD. Er worden geen schokkende zaken uit deze analyse verwacht.

Eind januari is nog voordat i het project IJMD de eerste ontwerploop wordt uitgevoerd en dit past dus nog binnen de planning.

Toepassen nieuwe rekentechnieken

Feitelijk betreft dit het verder ontwikkelen van het probabilistisch ontwerpen voor de faalmechanismen GEKB en GEBU.

Onder dit kopje vallen een aantal aspecten:

- Aannames in de methode: 'Q-Variant' (GEBU);
- Cumulatieve overbelasting (GEKB);
- Spectraal naar individuele golfhoogten (GEKB/GEBU);
- Spectraal naar individuele stroomsnelheden (GEKB/GEBU);
- Samenvoegen faalmechanismen GEKB en GEBU.

Alle aanwezigen zijn het er over eens dat probabilistisch ontwerpen de aangewezen methode is om de rekenregels aan te scherpen. WVL geeft aan dat ook voor het BOI bovenstaande aspecten in ontwikkeling zijn en de komende 2 jaar nog geen BOIproducten hiervoor gepland staan. Hoewel bovenstaande dus de juiste aspecten en ontwikkelrichting zijn, kunnen er dus verschillen ontstaan tussen de binnen project IJMD ontwikkelde rekentools en de rekentools die uiteindelijk in het BOI zullen landen. Daarnaast dienen de rekentools van het BOI ook breed toepasbaar te zijn voor alle dijken in het merengebied en kunnen binnen IJMD rekentools voor de specifieke situatie van de IJsselmeerdijk worden ontwikkeld (altijd stormgedomineerde maatgevende omstandigheden uit noord-westelijke richting). Dit hoeft geen probleem te zijn mits we de tools voor IJMD voldoende laten toetsen (o.a. door het AD). Deze kunnen voor de beoordeling dan altijd in een toets op maat worden toegepast. Vanuit bovenstaand perspectief is het wel aan te bevelen om niet overal op het scherpst van de snede te ontwerpen. Zorg voor een uitgebalanceerd ontwerp en bouw enige robuustheid in om de onvoorziene zaken op te kunnen vangen.

Het blijkt dat WVL HKV ook opdracht heeft gegeven om een aantal van bovenstaande aspecten te verkennen voor implementatie in het BOI. Guus Rongen geeft hier een korte presentatie van. Er zit overlap in met de door ZZI uitgevraagde projectnr.:

nummer: blad 4 van 5

Besprekingsverslag

aspecten bij Deltares. Binnen het overleg is de tijd te kort om inhoudelijk dieper op de ontwikkeling binnen IJMD en HKV in te gaan. Medio januari is er een overleg over deze ontwikkeling vanuit het programma Kennis voor Keringen van WVL. Afgesproken wordt dat we na dit overleg binnen het project IJMD de beide ontwikkelingen nog nader vergelijken en vervolgens de definitieve keuze maken voor de toe te passen rekentool.

Ontwikkelingen binnen WVL/BOI

Robert Slomp geeft nog kort aan welke ontwikkelingen er spelen binnen het BOI/ onderzoeksprogramma Kennis voor Keringen Wat binnen BOI gaat veranderen is:

- Modelonzekerheden waterstand en golven (de laatste rapporten van BOI en Kennis voor Keringen toepassen)
- Correlatie modelonzekerheid golfhoogte en golfperiode werkt in Hydra-NL en Hydra-Ring/Riskeer (voorjaar 2021)
 - De vraag is of dit eind 2022 al wordt vrijgeven inclusief nieuwe tabellen voor de beoordeling, of dat we de functionaliteit aanbieden, de tabellen leeglaten en het rapport van default waarden van Alfons Smale erbij geven voor het ontwerp
- Meerpeilstatistiek voor WBI en OI
 - Waarschijnlijk bijna geen aanpassing tov de huidige instellingen van Hydra-NL en Riskeer, omdat knmi2023 na 1/1/2023 er aan komt en daarna wel mogelijk grotere aanpassingen nodig zijn. Jullie zichtjaar is 2080, dus die 30 cm tussen 2050 en 2100 kan je al meenemen, consistent met OI

Waar we onderzoek naar doen met KNMI of binnen Kennis voor Keringen of BenO, maar bijna zeker niet binnen 2 jaar voor het Ijsselmeer beschikbaar is.

- Verbeteringen van GEKB en GEBU
- Erosie onderlagen van een dijk, in combinatie met het bovenstaande
- Nieuwe windstatistiek voor het ijsselmeer (dit is de grootste draaiknop in het gebied!!)
- Generieke instellingen van SWAN voor de productie sommen in het Markermeer

Afsluiting

Er wordt afgesproken elkaar op de hoogte te houden van de ontwikkelingen.

Besprekingsverslag

nr.	verslagnr.	actie	actie door	gereed
1		Eind januari navragen uitkomsten SWAN analyse bij Robert Slomp	ZZL	
2		Organiseren overleg over ontwikkelde rekentechnieken binnen IJMD en HKV/WVL na het interne overleg bij WVL	ZZL	



Hoofdkantoor HKV lijn in water BV Botter 11-29 8232 JN Lelystad

Nevenvestiging Informaticalaan 8 2628 ZD Delft

0320 294242 info@hkv.nl www.hkv.nl