

Faalkans van de waterkering in de haven van Perkpolder

**Falen na het bezwijken van de steenzetting door
golfaanval**



Faalkans van de waterkering in de haven van Perkpolder

Falen na het bezwijken van de steenzetting door golfaanval



11201733-000

Titel

Faalkans van de waterkering in de haven van Perkpolder

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat, WVL

Project

11201733-000

Kenmerk

11201733-000-HYE-0003

Pagina's

30

Trefwoorden

Faalkans, reststerkte, steenzetting, erosie, Toets op Maat

Samenvatting

In dit rapport zijn de resultaten van een 'toets op maat' beschreven met betrekking tot de steenzetting op de waterkering in de haven van Perkpolder. De waterkering bevindt zich aan de westzijde van de haven, waar het bestaat uit een 20 m brede berm (kade) met daaronder een steil talud met een steenzetting. Boven de kade is de waterkering bekleed met gras tot en met de kruin (en het binnentalud).

De waterkering wordt deels beschermd voor golven uit het oosten door de oostelijke havendam. Er kan echter niet gegarandeerd worden dat deze havendam onder extreme omstandigheden onbeschadigd blijft.

Voor het berekenen van de faalkans van de waterkering (bij het falen van de steenzetting) is gebruikgemaakt van het rekenmodel van Deltares (Klein Breteler en Kaste 2013), dat later is uitgebreid in opdracht van Projectbureau Zeeweringen voor toepassing in getijgebieden (Klein Breteler en Kaste 2015). De methode is gebaseerd op een Monte Carlo simulatie waarbij miljoenen stormen en trekkingen van de sterkte van de waterkering en oostelijke havendam één voor één worden doorgerekend om te zien of er falen optreedt of niet. Door het aantal stormen waarbij falen optreedt te delen door het totaal aantal doorgerekende stormen wordt de faalkans verkregen.

De maximaal toelaatbare faalkans is afgeleid uit het WBI-2017 op basis van de signaleringsnorm uit de Waterwet.



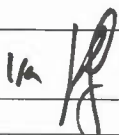
Door de ligging van de waterkering, gericht op het zuidoosten, zijn de golven richting de waterkering tijdens storm niet bijzonder hoog en is de waterstand dan ook relatief laag. Dat heeft er toe bijgedragen dat de berekende faalkans bijzonder klein is, namelijk veel kleiner dan de faalkanseis.

Op basis van voorliggende studie kan geconcludeerd worden dat de steenzetting voldoet.

Referenties

Opdracht van 7 december 2017 (Zaaknummer 31134761; bestelnummer 4500268779)

Contactpersoon opdrachtgever: [REDACTED]

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1 _{concept}	jan. 2018	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]
2 _{definitief}	feb 2018	[REDACTED]		[REDACTED]		[REDACTED]	

Status

definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
2	Aanpak van de berekeningen	3
3	Veiligheidsnorm	5
4	Golfbelasting op de waterkering	7
4.1	Sterkte van de oostelijke havendam	9
4.2	Golftransmissie over de oostelijke havendam	12
4.3	Golfdoordringing door de havenmond	13
4.4	Resulterende golfcondities bij de waterkering	15
5	Sterkte van de steenzetting op de waterkering	16
5.1	Stabiliteit ten aanzien van het mechanisme afschuiving	16
5.2	Stabiliteit van de toplaag	18
5.3	Stabiliteit ten aanzien van materiaaltransport	19
6	Faalkansberekeningen	21
7	Conclusies	25
8	Referenties	26

1 Inleiding

Ten behoeve van de overdracht van het project Natuurcompensatie Perkpolder van Rijkswaterstaat aan Waterschap Scheldestromen is de veiligheid van de nieuwe steenzettingen op de waterkering in de voormalige veerhaven van Perkpolder getoetst. Met de gedetailleerde methode uit het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV 2006) was het niet mogelijk om voldoende zekerheid te verkrijgen over de veiligheid van deze waterkering. Figuur 1.1 geeft een overzicht van de haven met aan de rechterzijde de te beoordelen waterkering.



Figuur 1.1 Haven van Perkpolder

De waterkering bevindt zich aan de westzijde van de haven, waar het bestaat uit een 20 m brede berm (kade) met daaronder een steil talud met een steenzetting (zie Figuur 1.2). Boven de kade is de waterkering bekleed met gras tot en met de kruin (en het binnentalud).

Uit de toetsing is naar voren gekomen dat het talud onder de kade, welke beschermd is met een steenzetting, mogelijk niet voldoende stabiel is.

De waterkering wordt deels beschermd voor golven uit het oosten door de oostelijke havendam. Er kan echter niet gegarandeerd worden dat deze onder extreme omstandigheden onbeschadigd blijft.

In dit rapport is een 'Toets op Maat' beschreven, waarbij niet alleen de stabiliteit van de bekleding op het ondertalud is beschouwd, maar ook de stabiliteit van de oostelijke havendam en de resulterende erosie van de kade als het ondertalud instabiel wordt. Met behulp van een Monte Carlo simulatie is de faalkans van de waterkering (bij het falen van de steenzetting) berekend en is deze vervolgens vergeleken met de norm uit de Waterwet van 2017. Het falen van de waterkering als gevolg van andere mechanismen is niet beschouwd.

Deze Toets op Maat is uitgevoerd conform het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium WBI-2017.

De analyse is uitgevoerd op basis van de gegevens die verstrekt zijn door de opdrachtgever en de berekende golfcondities volgens WBI-2017. Helaas waren niet alle benodigde eigenschappen van de waterkering en de oostelijke havendam bekend. Voor de ontbrekende gegevens is een zo goed mogelijke schatting gebruikt. Daar waar geschatte waarden zijn gebruikt, is dat vermeld.



Figuur 1.2 Waterkering in de haven van Perkpolder (foto Lievense)

2 Aanpak van de berekeningen

Voor het berekenen van de faalkans van de waterkering (bij het falen van de steenzetting) is gebruikgemaakt van het rekenmodel van Deltares dat eerder is toegepast voor de Zwartemeerdijk (zuidzijde van de Noordoostpolder) (Klein Breteler en Kaste 2013), en later is uitgebreid in opdracht van Projectbureau Zeeweringen voor toepassing in getijgebieden (Klein Breteler en Kaste 2015). De methode is gebaseerd op een Monte Carlo simulatie waarbij miljoenen stormen en trekkingen van de sterkte van de waterkering en oostelijke havendam één voor één worden doorgerekend om te zien of er falen optreedt of niet. Door het aantal stormen waarbij falen optreedt te delen door het totaal aantal doorgerekende stormen wordt de faalkans verkregen.

Deze methode is zeer rekenintensief, maar heeft als voordeel dat het rekenproces inzichtelijk is. Dat is een groot voordeel bij zo'n complexe situatie als bij de waterkering van de haven van Perkpolder. Hier speelt enerzijds het probleem dat een hoge waterstand wordt veroorzaakt door storm uit het zuidwesten tot noordwesten, maar anderzijds dat de waterkering alleen door golven belast wordt bij storm uit het noordoosten tot zuidoosten. Bovendien wordt de waterkering deels beschermd door de oostelijke havendam. Deze heeft enerzijds een beperkte hoogte, waardoor bij zeer hoge waterstanden de golven eroverheen gaan en anderzijds een beperkte sterkte, zodat hij zal bezwijken als de golven groot zijn. In zo'n complexe situatie is de Monte Carlo simulatie een heel geschikte methode om de faalkans te bepalen.

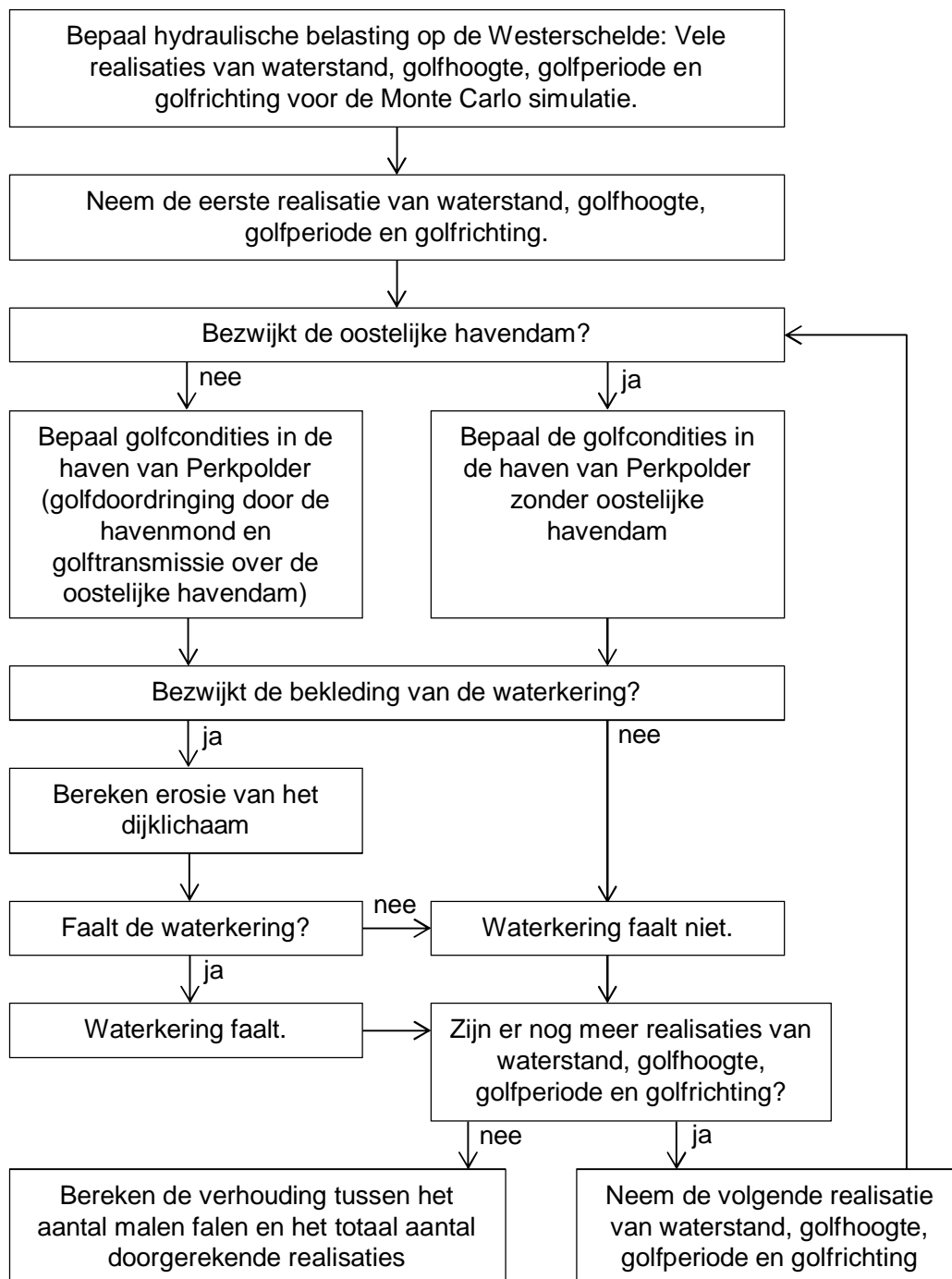


Figuur 2.1 Oostelijke havendam (op de voorgrond: aansluiting op de waterkering)

Het rekenmodel berekent bij elke storm eerst of de golven groot genoeg zijn om schade aan de steenzetting op de waterkering te veroorzaken. Als dat het geval is, dan wordt de cumulatieve erosie van het dijklichaam berekend en wordt beoordeeld of de dijk zal doorbreken. Voor het berekenen van de erosie wordt gebruikgemaakt van de formules van Klein Breteler e.a. (2010). Deze formules zijn gebaseerd op grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot met keileem, klei en een dijklichaam van zand. De faalkansberekeningen zijn nader beschreven in hoofdstuk 6.

Om de faalkans van de waterkering na het bezwijken van de steenzetting te kunnen berekenen, is eerst een analyse uitgevoerd ten aanzien van de hydraulische belasting van de waterkering, de sterkte van de waterkering en de sterkte van de voorliggende oostelijke havendam. Dit is nader beschreven in respectievelijk hoofdstuk 4 en hoofdstuk 5.

Een schematisch overzicht van de benodigde berekeningen voor het bepalen van de faalkans van de waterkering (bij het falen van de steenzetting) is gegeven in Figuur 6.1.

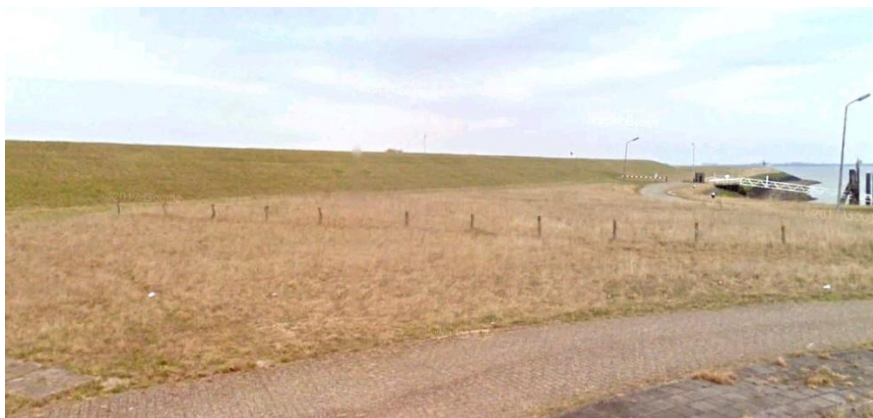


Figuur 2.2 Globaal schema voor het bepalen van de faalkans met een Monte Carlo simulatie

3 Veiligheidsnorm

De vereiste veiligheid van de Nederlandse primaire waterkeringen is vastgelegd in de Waterwet van 2017. In deze wet is voor elk dijktraject de maximaal toelaatbare overstromingskans gegeven. Dit is gelijk aan de kans per jaar dat er een doorbraak optreedt in het dijktraject. De waterkering in de haven van Perkpolder maakt deel uit van het dijktraject 32-4 en heeft volgens de Waterwet een maximaal toelaatbare doorbraakkans van 1/1000 jaar (ondergrensnorm).

Voor het beoordelen van de veiligheid wordt de signaleringsnorm uit de Waterwet aangehouden. Deze kans is iets kleiner, namelijk 1/3000 per jaar voor dit traject. Als de waterkering na verloop van tijd niet meer aan de signaleringsnorm voldoet, is er nog tijd om de waterkering te versterken voordat de maximaal toelaatbare doorbraakkans wordt overschreden.



Figuur 3.1 Waterkering in de haven van Perkpolder (Google street view)

Met de formules uit de bijlage III van de Ministeriële Regeling (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017) kan afgeleid worden wat de toelaatbare faalkansbijdrage is van deze waterkering, waarbij de faalkansruimte kan worden opgedeeld over de verschillende faalmechanismen, zoals het bezwijken van de bekleding (bijvoorbeeld de steenzetting) van een bepaald dijkvak.

In het huidige rapport wordt de bijdrage van het falen van de steenzetting in de haven van Perkpolder aan het falen van het dijktraject beschouwd. Het gaat daarbij om het bezwijken van de steenzetting door een van de relevante mechanismen en vervolgens het doorbreken van de dijk. De relevante mechanismen zijn:

- ZTG: instabiliteit van de toplaag bij golfaanval
- ZTS: instabiliteit van de toplaag bij stroming
- ZAF: lokale afschuiving als gevolg van golfaanval
- ZMG: Materiaaltransport vanuit de granulaire laag
- ZMO: Materiaaltransport vanuit de ondergrond

De faalkansbijdrage van de waterkering volgend op het bezwijken van de steenzetting in de haven van Perkpolder mag niet groter zijn dan een bepaalde waarde die afgeleid kan worden uit bijlage III van de Ministeriële Regeling. Deze afleiding start met de signaleringsnorm uit de Waterwet en verloopt als volgt:

- Signaleringsnorm voor het traject: $P_S = 1/3000$ per jaar

- Signaleringswaarde van de faalkansbijdrage van de dijkbekledingen: $P_B = 0,1 \cdot P_S$, dus: $P_B = 1/30.000$ per jaar
- Signaleringswaarde van de faalkansbijdrage van de steenzettingen voor het traject: $P_{SZ} = 0,5 \cdot P_B$, in dit geval: $P_{SZ} = 1/60.000$ per jaar
- Signaleringswaarde van de faalkansbijdrage voor de toplaag gerelateerde mechanismen (ZTG, ZTS, ZAF) bij golfaanval van steenzettingen voor het traject: $P_{ZTG} = 0,9 \cdot P_{SZ}$, in dit geval: $P_{ZTG} = 1/67.000$ per jaar
- Maximaal toelaatbare faalkansbijdrage van de steenzetting voor een specifiek dijkvak (dijkdoorsnede): $P_T = P_{ZTG}/N_{HT}$. Voor dit dijktraject geldt voor de lengte-effectfactor $N_{HT} = 4$ (OI, 2014). Hiermee wordt het in dit geval: $P_T = 1/267.000$ per jaar.

Dit betekent dat de berekende faalkansbijdrage van dit dijkvak kleiner moet zijn dan $1/267.000$ per jaar als het falen van de steenzetting beschouwd wordt.

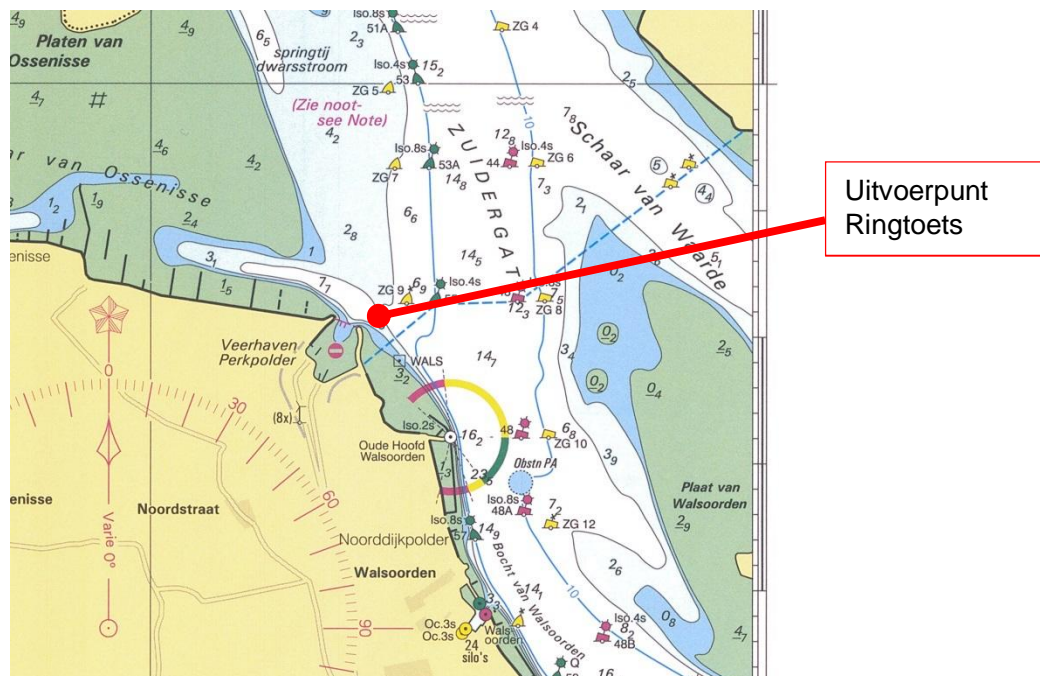
Als in dit rapport geschreven wordt over het falen van de steenzetting, dan wordt daarmee bedoeld het falen van de bekledingsconstructie door de mechanismen toplaaginstabiliteit, afschuiving of materiaaltransport, tenzij expliciet één van deze mechanismen wordt benoemd.

Het bezwijken van de steenzetting door stroming (ZTS) wordt in dit rapport buiten beschouwing gelaten, omdat er vrijwel geen stroming is in de haven en de faalkansbijdrage daarom verwaarloosbaar is.

4 Golfbelasting op de waterkering

Voor het uitvoeren van de Monte Carlo simulatie zijn een groot aantal kunstmatige gegenereerde stormen nodig. Teneinde stormen te krijgen die precies voldoen aan de statistische eigenschappen zoals berekend met Ringtoets, is een speciale optie van Ringtoets gebruikt. Ringtoets is namelijk in staat om per windrichting miljoenen van dergelijke gebeurtenissen te genereren, bestaande uit een combinatie van een waterstand, significante golfhoogte, golfperiode en golfrichting. Elk van deze gebeurtenissen is een 12 uren conditie van het winterhalfjaar (365 gebeurtenissen per jaar). De meeste van deze gebeurtenissen hebben een betrekkelijk lage waterstand en golven uit het Westen, omdat dit ook in werkelijkheid het geval is. Slechts enkelen zijn zo extreem dat ze een bedreiging vormen voor de waterkering.

Er zijn daarbij 12 windrichtingen beschouwd (0°N , 30°N , ... , 330°N). Voor elk van deze windrichtingen zijn door Ringtoets miljoenen gebeurtenissen gegenereerd die kloppen met de statistiek van stormen op deze locatie. In dit hoofdstuk is de relatie gekwantificeerd tussen de golfcondities op de Westerschelde en de golfcondities bij de waterkering. Dit is enerzijds afhankelijk van de golfrichting op de Westerschelde maar anderzijds afhankelijk van het al dan niet bezwijken van de oostelijke havendam. Voor elke beschouwde case in de Monte Carlo simulatie is deze relatie gebruikt om de golfcondities bij de waterkering te verkrijgen.

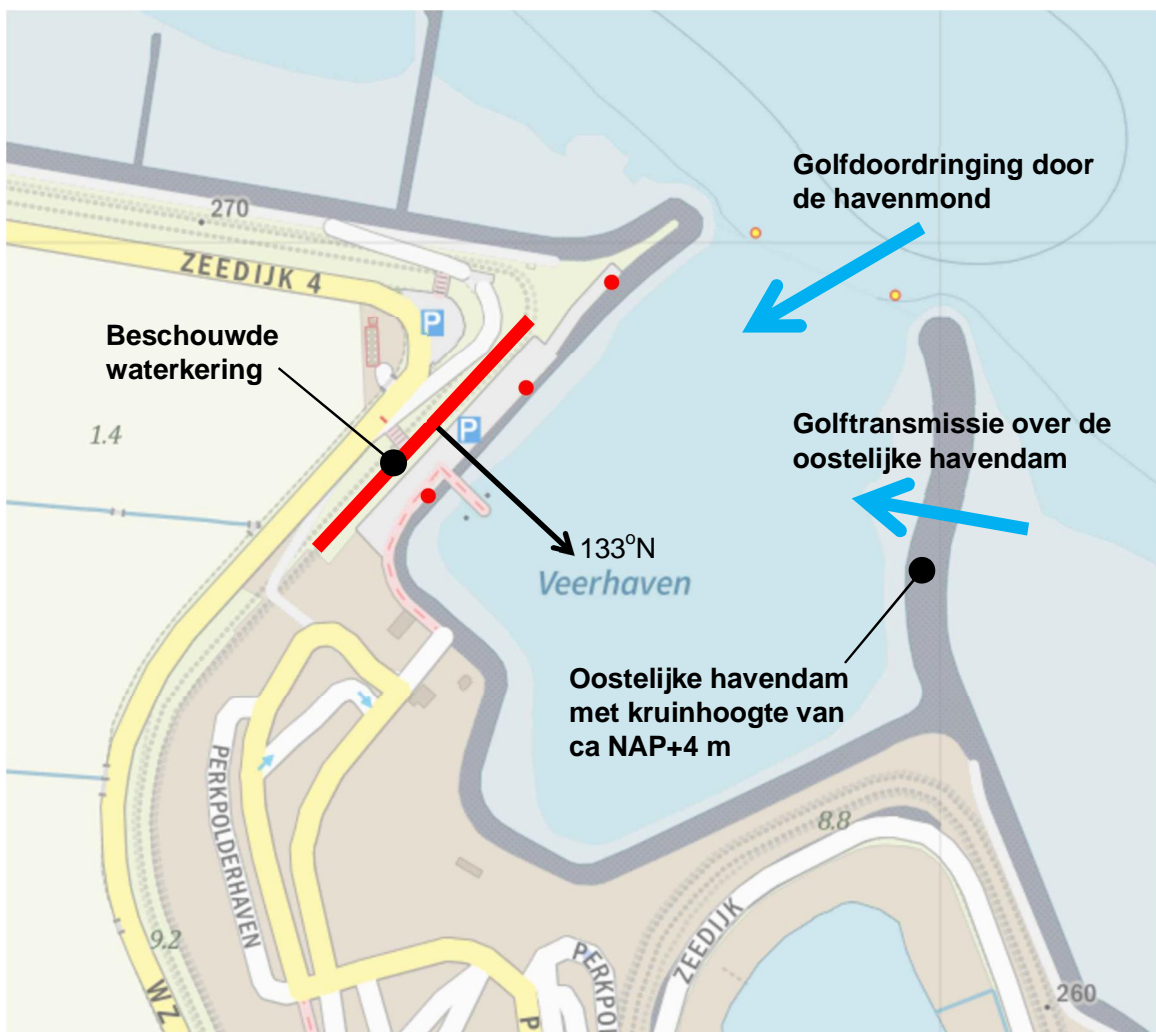


Figuur 4.1 Gekozen locatie bij de haven van Perkpolder waar Ringtoets golfcondities heeft gegenereerd

De uitvoerpunten van Ringtoets liggen op 50 tot 200 m van de waterkering op de Westerschelde, dus buiten de haven. In Figuur 4.1 is te zien welk uitvoerpunt gebruikt is voor de huidige analyse. Op deze locatie varieert de significante golfhoogte van alle gegenereerde gebeurtenissen tussen de 0 m en 2,8 m. Voor het berekenen van de golfcondities bij de waterkering moet nog berekend worden hoeveel van de golfhoogte over is na het

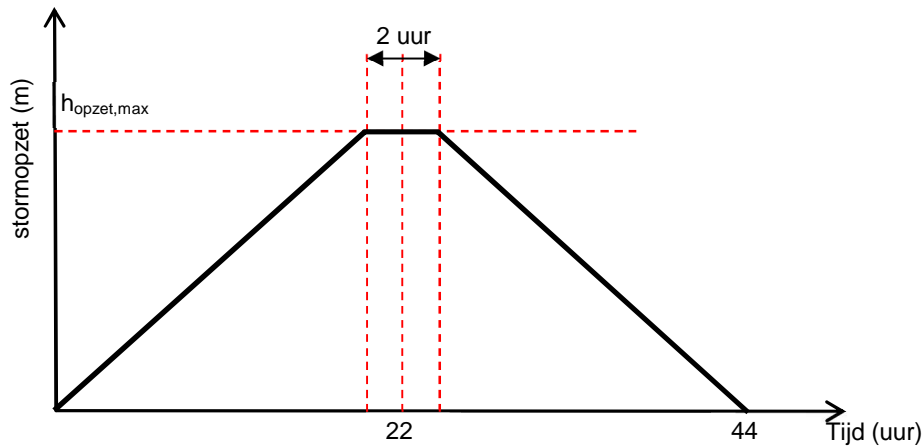
binnendringen van de golven door de havenmond en de golftransmissie over de oostelijke havendam. De situatie is getekend in Figuur 4.2. In deze figuur is te zien dat de golven uit bijvoorbeeld het Oostnoordoosten door de havenmond kunnen binnendringen. Golven uit het zuidoosten kunnen alleen de waterkering bereiken als de waterstand zo hoog is dat er golftransmissie over de havendam plaatsvindt, of als de havendam bezweken is door de golfaanval.

Onderstaand is eerst de sterkte van de oostelijke havendam geschat en vervolgens is beschreven hoe de golfcondities bij de waterkering zijn berekend op basis van de golfcondities op de Westerschelde.

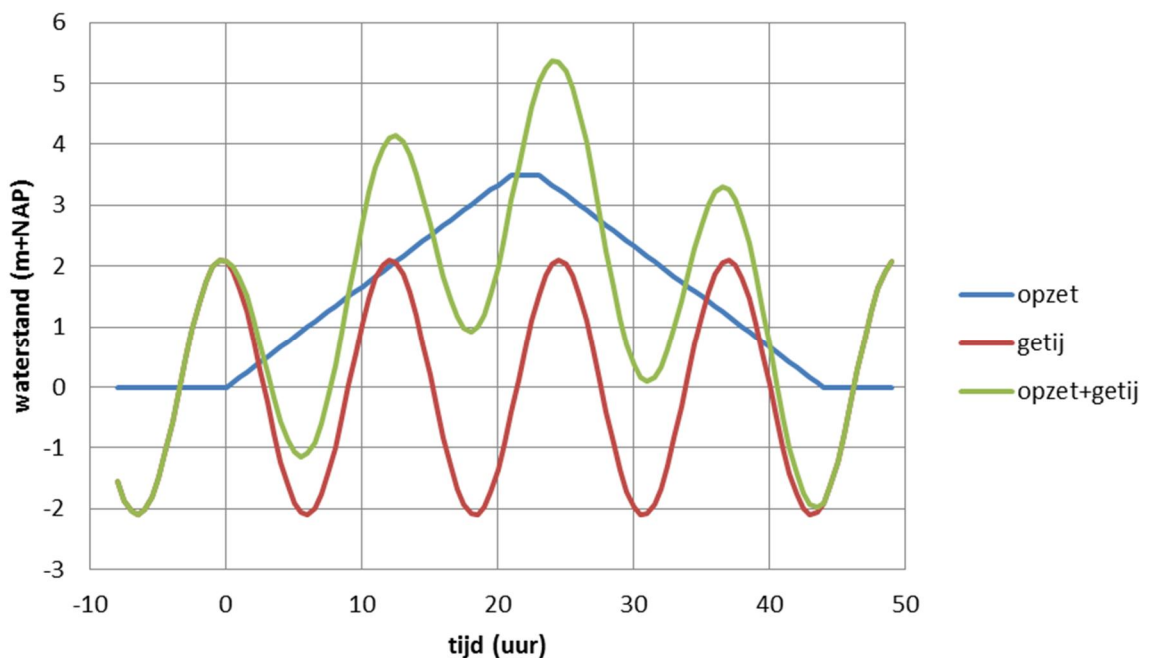


Figuur 4.2 Haven van Perkpolder met de beschouwde waterkering, de golfdoordringing door de havenmond en golftransmissie over de oostelijke havendam

Conform WBI-2017 (Chbab en De Waal 2017) is de duur van de maatgevende storm 44 uur en is er gedurende deze tijd een trapeziumvormig verlopende stormopzet (zie Figuur 4.3). Daarop wordt het getij gesuperponeerd met het hoogwater 2,5 uur na het maximum van de stormopzet (Figuur 4.4).



Figuur 4.3 Standaard stormopzet voor Westerschelde (Chbab en De Waal 2017)



Figuur 4.4 Voorbeeld van waterstandsverloop tijdens een extreme storm (Westerschelde)

Het gemiddeld getij bij Perkpolder is als volgt:

- HW = NAP+2,35 m
- LW = NAP-2,00 m

4.1 Sterkte van de oostelijke havendam

Het dwarsprofiel van de oostelijke havendam kon niet beschikbaar gesteld worden door de opdrachtgever. Alleen de geschatte kruinhoogte van de havendam kon worden verstrekt: NAP+4,0 m. Daarom zijn de eigenschappen geschat op basis van foto's. Er is gerekend met de volgende waarden:

- taludhelling oostzijde: 1:3
- type bekleding: steenzetting van rechthoekige betonblokken op klei
- afmetingen van de stenen in de steenzetting: $0,5 \times 0,5 \times 0,3 \text{ m}^3$, met soortelijke massa van 2350 kg/m^3 .



Figuur 4.5 Oostelijke havendam (foto Panoramio)

Op basis van deze gegevens kan met de formules uit Steentoets de stabiliteit van de bekleding op de havendam worden berekend. Dat levert een ondergrens (grens tussen goed en twijfelachtig) en een bovengrens (grens tussen twijfelachtig en onvoldoende):

- ondergrens: $\frac{H_{m0}}{\Delta D} = \frac{3,75}{\xi_{op}} \Rightarrow H_{m0,max} = 4,36 \cdot \sqrt{s_{op}}$ (4.1)

- bovengrens: $\frac{H_{m0}}{\Delta D} = \frac{6,1}{\xi_{op}^{0,75}} \Rightarrow H_{m0,max} = 5,39 \cdot s_{op}^{0,375}$ (4.2)

Met:

H_{m0} = significante golfhoogte (m)

$H_{m0,max}$ = significante golfhoogte bij bezwijken van de steenzetting (m)

Δ = $(\rho_z - \rho)\rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen in de steenzetting (-)

ρ_z = soortelijke massa van de zetstenen (kg/m^3)

ρ = soortelijke massa van zeewater (1025 kg/m^3)

ξ_{op} = $\tan\alpha / \sqrt{s_{op}}$ = brekerparameter (-)

α = taludhelling ($^\circ$)

s_{op} = $H_{m0}/(gT_p^2/(2\pi))$ = golfsteilheid op basis van piekperiode (-)

T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)

g = versnelling als gevolg van de zwaartekracht ($9,8 \text{ m/s}^2$)

Aan deze formules wordt nog de invloed van de hoek van golfaanval toegevoegd, conform Steentoets:

- ondergrens: $H_{m0,max} = 4,36 \cdot \sqrt{s_{op}} / f_\beta$ (4.3)

- bovengrens: $H_{m0,max} = 5,39 \cdot s_{op}^{0,375} / f_\beta$ (4.4)

Met:

f_β = maximale waarde van 0,3 en $(\cos \beta)^{2/3}$

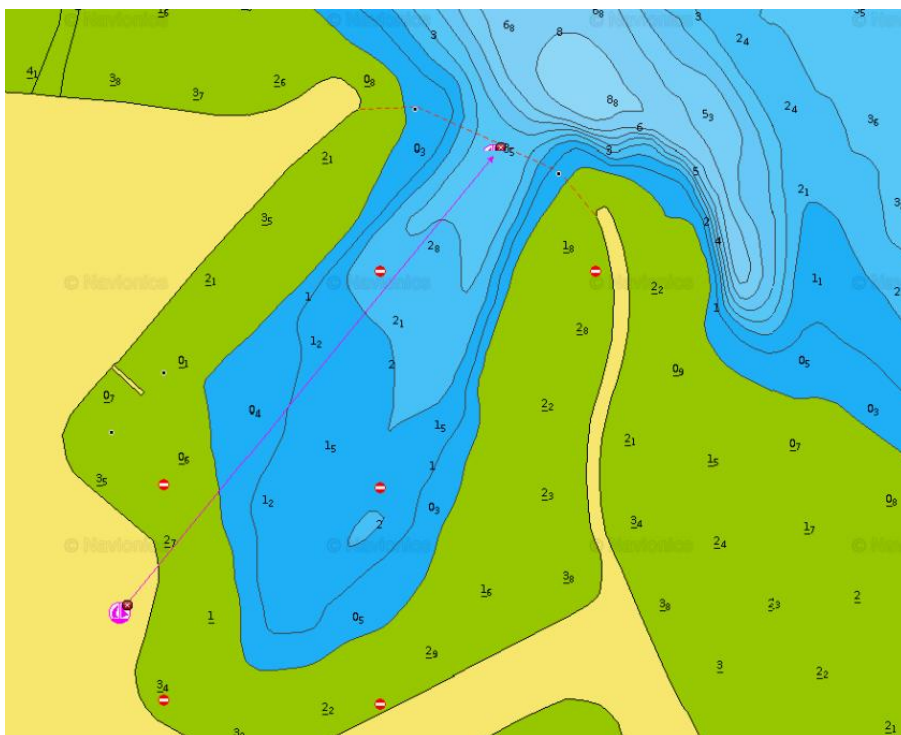
β = hoek van golfaanval, ten opzichte van loodrechte golfaanval ($^\circ$)

Aangenomen wordt dat de stabiliteit van de bekleding een normale verdeling heeft die afgekapt is op deze ondergrens en bovengrens. Verder is aangenomen dat deze grenzen op twee maal de standaardafwijking van het gemiddelde verwijderd liggen (grens = $\mu \pm 2\sigma$), overeenkomstig de 95% betrouwbaarheidsgrenzen van een normale verdeling. Met de stabiliteit van de bekleding wordt hier de golfhoogte bij bezwijken bedoeld: $H_{m0,max}$. Dat betekent dat de gemiddelde stabiliteit gelijk is aan het gemiddelde van bovenstaande formules en dat de standaardafwijking gelijk is aan een kwart van het verschil tussen de boven- en de ondergrens:

- gemiddelde stabiliteit: $\mu(H_{m0,max}) = (4,36 \cdot \sqrt{s_{op}} + 5,39 \cdot s_{op}^{0,375}) / f_{\beta} / 2$ (4.5)

- standaardafwijking: $\sigma(H_{m0,max}) = (5,39 \cdot s_{op}^{0,375} - 4,36 \cdot \sqrt{s_{op}}) / f_{\beta} / 4$ (4.6)

Bij een golfsteilheid $s_{op} = 0,05$ en een loodrechte golfaanval ($\beta = 0$) levert dit een gemiddelde bezwijkgolffhoogte van $H_{m0,max} = 1,36$ m. De onder- en bovengrens van het 95% betrouwbaarheidsinterval zijn respectievelijk 0,97 m en 1,75 m ($\sigma(H_{m0,max}) = 0,19$ m).



Figuur 4.6 Bodemniveau bij Perkpolder t.o.v. LAT (LAT = NAP - 2,8 m) (Navionics)

Als de actuele golfhoogte groter is dan de bezwijkgolffhoogte, wordt aangenomen dat de gehele havendam verdwijnt gedurende de eerste getijcyclus in de storm, zodat daarna de golven gedurende bijna 3 getijcycli vrijwel ongehinderd de haven in kunnen. Dat is een conservatieve aanname.

De bodem rond de havendam ligt vrij hoog, zodat na het verdwijnen van de havendam de golven door het breken op deze ondiepte in hoogte worden beperkt. De mate waarin de golfhoogte wordt gereduceerd is afhankelijk van de waterdiepte. De maatgevende waterdiepte is de kleinste diepte in de baan van de golven (van oost naar west). Zo kunnen er vele banen gevolgd worden, elk met een andere kleinste waterdiepte. Uiteindelijk gaat het om

de gemiddelde waarde van de maatgevende waterdieptes langs al deze banen, omdat achter de ondiepte door diffractie de golfenergie wordt uitgemiddeld.

Het zo bepaalde maatgevende niveau van de bodem is ten hoogste NAP-0,5m, zie Figuur 4.6. Aangenomen wordt dat na het bezwijken van de havendam de bodem op dit niveau ligt (conservatieve aanname).

De maximale significante golfhoogte bij de waterkering, door het breken op deze ondiepte kan geschat worden met de vuistregel uit CUR155. Deze komt er op neer dat $H_{m0,breken}$ hooguit de helft van de waterdiepte kan worden. Met het bodemniveau op NAP-0,5 m geeft dit:

$$H_{m0,breken} = 0,5 \cdot (h + 0,5) \quad (4.7)$$

Met:

$H_{m0,breken}$ = maximale significante golfhoogte bij de waterkering door breken ter plaatse van de bezweken oostelijke havendam (m)

h = waterstand ten opzichte van NAP (m)

4.2 Golftransmissie over de oostelijke havendam

In het geval dat de oostelijke havendam niet bezwijkt dient er nog wel rekening gehouden te worden met golftransmissie over deze havendam. Voor het berekenen van de golftransmissie is gebruikgemaakt van de formules van Alkyon/Infram (1998), die samengevat zijn door Klein Breteler (2002):

$$K_t = a - 0,3 \frac{h_k}{H_{m0}} \quad (4.8)$$

$$a = 0,9 \cdot A_{dam} \cdot \left(1 - e^{-\xi_{op}/2}\right) \quad (4.9)$$

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{m0} / \left(\frac{g}{2\pi} T_p^2\right)}} \quad (4.10)$$

Met:

K_t = golftransmissiecoëfficiënt (-)

h_k = kruinhoogte van de havendam ten opzichte van de waterstand (m)

H_{m0} = significante golfhoogte op de Westerschelde (m)

A_{dam} = coëfficiënt die afhankelijk is van de bekleding van de havendam (gladde steenzetting: $A_{dam} = 0,80$, breuksteen: $A_{dam} = 0,64$)

ξ_{op} = brekerparameter op basis van de piekperiode (-)

T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)

g = versnelling van de zwaartekracht (9,8 m/s²)

De golftransmissiecoëfficiënt is de verhouding tussen de golven achter de havendam (in de haven) en buiten de haven. De kleinst mogelijke waarde is 0 en de grootst mogelijke waarde is 1.

De taludhelling van de havendam is geschat op 1:3. Deze is bekleed met een gladde steenzetting, waardoor gerekend moet worden met $A_{dam} = 0,80$. Bij een waterstand gelijk aan de kruinhoogte (NAP+4,0 m) en een golfsteilheid van $s_{op} = 0,05$ ($\xi_{op} = 1,49$) geven bovenstaande formules een transmissiecoëfficiënt $K_t = 0,38$.

Als de oostelijke havendam bezweken is (zie paragraaf 4.1) wordt gerekend met een transmissiecoëfficiënt gebaseerd op formule (4.7).

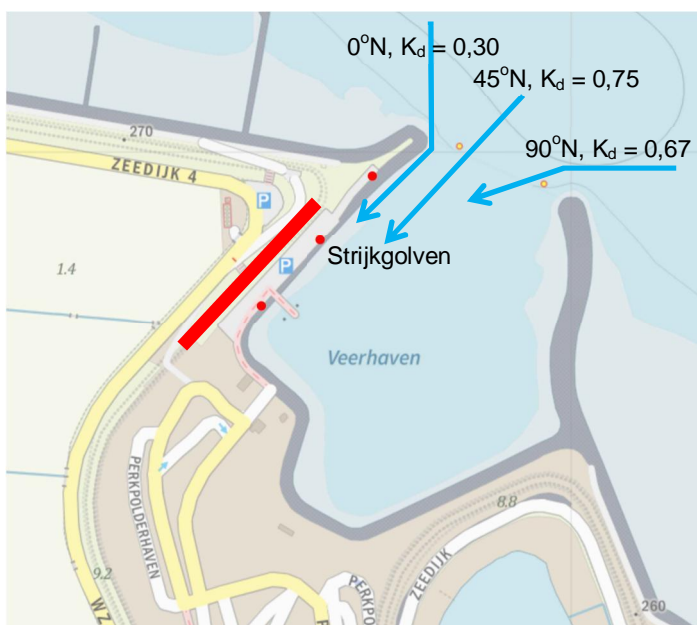
4.3 Golfdoordringing door de havenmond

Als golven door een havenmond in een haven komen, worden de golfhoogte en golfrichting beïnvloed door de aanwezige havendammen. Deze beïnvloeding is in dit project geschat op basis van de grafische methode van Goda (1985). De methode levert voor elke golfrichting op de Westerschelde een diffractiecoëfficiënt voor het bepalen van de golfhoogte in de haven bij de waterkering. De diffractiecoëfficiënt is de verhouding tussen de golven in de haven (bij de waterkering) en buiten de haven.

Daarbij is het ook relevant of de oostelijke havendam bezwiken is door hoge golfaanval, of niet.

Met oostelijke havendam

In eerste instantie wordt er van uitgegaan dat de oostelijke havendam niet is bezwiken. Enkele gevallen zijn schematisch getekend in Figuur 4.7.



Figuur 4.7 Schematische weergave van golfdoordringing door de havenmond

Gezien de oriëntatie van de dijk, met een normaal in de richting 133°N , zullen de golven met richting 43°N op de Westerschelde strijkgolven opleveren bij de waterkering. Deze golven draaien naar de waterkering vlak voor het breken op het talud en verliezen daarbij wat van de golfhoogte. De diffractiecoëfficiënt voor deze golfrichting is ongeveer 0,75.

Voor elke golfrichting is de diffractiecoëfficiënt gegeven in Figuur 4.8. De volgende formule gaat goed door de berekende punten en is gebruikt in de probabilistische berekeningen:

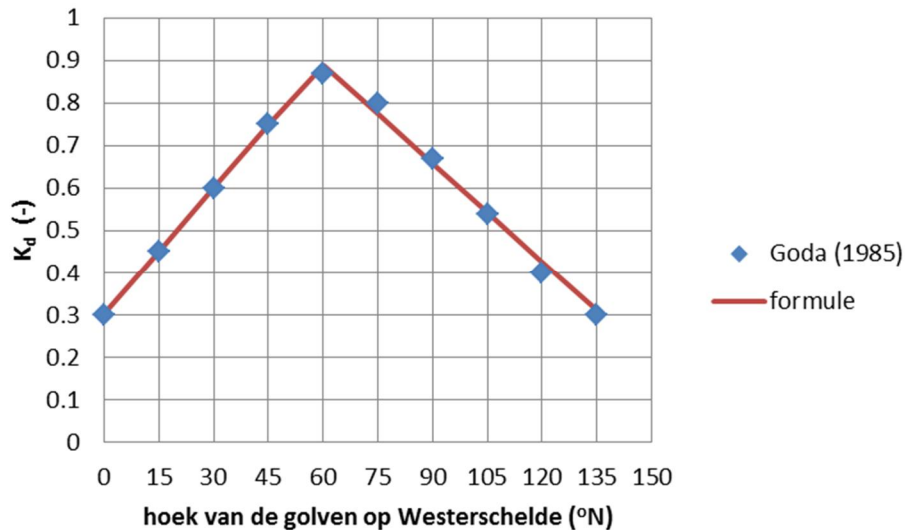
- Als $\phi < 60^\circ\text{N}$: $K_d = 0,3 + \frac{\phi}{100}$ (4.11)

- Als $\phi \geq 60^\circ\text{N}$: $K_d = 1,35 - \frac{\phi}{130}$ (4.12)

Met:

ϕ = voortplantingshoek van de golven op de Westerschelde ($^\circ\text{N}$)

K_d = diffractiecoëfficiënt (-)



Figuur 4.8 DiffRACTIECOEFFICIENT volgens Goda (1985) en gebruikte formule voor situatie met oostelijke havendam

Voor $\phi < 0^\circ\text{N}$ en $\phi > 135^\circ\text{N}$ wordt de golfdoordringing verwaarloosd ($K_d = 0$).

Voor de hoek van golfaanval β op de waterkering geldt het volgende:

- $\phi \leq 43^\circ\text{N}$: $\beta = 90^\circ$ (strijkgolven)
- $43^\circ\text{N} < \phi \leq 80^\circ\text{N}$: $\beta = 133^\circ - \phi$
- $\phi > 80^\circ\text{N}$: $\beta = 53^\circ$

Zonder oostelijke havendam

Als de oostelijke havendam bezweken is, kunnen de golven vanuit het oosten ongehinderd de waterkering bereiken. Vanuit het zuidoosten worden ze echter gereduceerd door de waterkering aan de zuidkant van de haven. Vanuit het noorden is de situatie hetzelfde als met de oostelijke havendam.

De diffractiecoëfficiënt, berekend met de methode van Goda (1985), is voor de situatie zonder oostelijke havendam gegeven in Figuur 4.9.

De volgende formule gaat goed door de berekende punten en is gebruikt in de probabilistische berekeningen:

- Als $\phi < 70^\circ\text{N}$: $K_d = 0,3 + \frac{\phi}{100}$ (4.13)

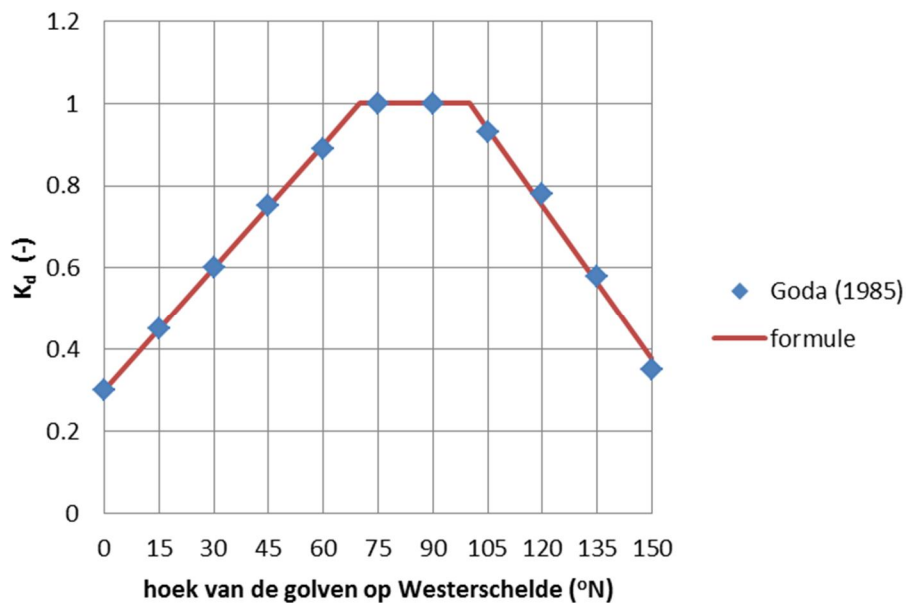
- Als $70^\circ\text{N} < \phi \leq 100^\circ\text{N}$: $K_d = 1$ (4.14)

- Als $\phi > 100^\circ\text{N}$: $K_d = 2,25 - \frac{\phi}{80}$ (4.15)

Voor $\phi < 0^\circ\text{N}$ en $\phi > 150^\circ\text{N}$ wordt de golfdoordringing verwaarloosd ($K_d = 0$).

Voor de hoek van golfaanval β op de waterkering geldt het volgende:

- $\phi \leq 43^\circ\text{N}$: $\beta = 90^\circ$ (strijkgolven)
- $43^\circ\text{N} < \phi \leq 125^\circ\text{N}$: $\beta = 133^\circ - \phi$
- $\phi > 125^\circ\text{N}$: $\beta = 8^\circ$



Figuur 4.9 Diffractiecoëfficiënt volgens Goda (1985) en gebruikte formule voor situatie zonder oostelijke havendam

4.4 Resulterende golfcondities bij de waterkering

De resulterende golfcondities bij de waterkering zijn berekend op basis van de golven die door de havenmond in de haven komen en de golftransmissie over de oostelijke havendam. Deze zijn als volgt samengesteld:

$$H_{m0} = \sqrt{H_{m0,D}^2 + H_{m0,T}^2} \quad (4.16)$$

Met:

H_{m0} = significante golfhoogte bij de waterkering (m)

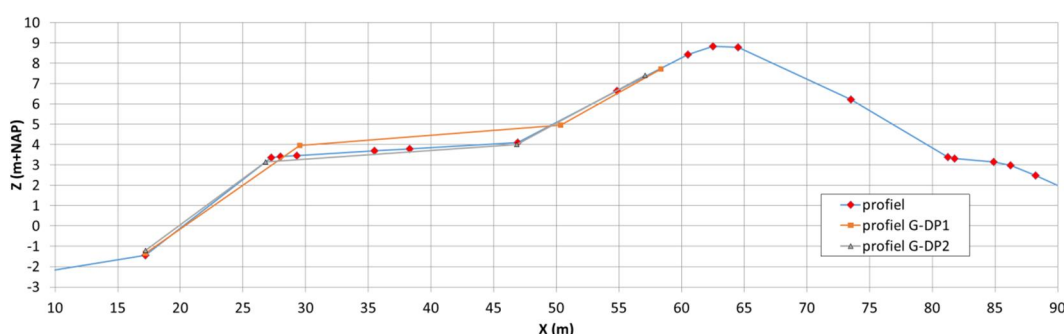
$H_{m0,D}$ = significante golfhoogte bij de waterkering van de golven die door de havenmond doordringen (m)

$H_{m0,T}$ = significante golfhoogte bij de waterkering van de golven door golftransmissie over de oostelijke havendam (m)

5 Sterkte van de waterkering ter hoogte van de steenzetting

Het dwarsprofiel van de waterkering is gegeven in Figuur 5.1. Er is sprake van een ongeveer 20 m brede berm met daaronder een steil talud met helling van 1:2,1 à 1:2,3. Dit ondertalud is bekleed met een steenzetting van Hydroblocks. De eigenschappen van de steenzetting zijn:

- toplaagdikte: 30 cm,
- uitvullaag: 8 cm dik met steenslag 14/32mm,
- onder de uitvullaag: geotextiel en circa 30 cm klei,
- Dijkkern van zand met $D_{50} = 0,1$ mm.



Figuur 5.1 Dwarsprofiel van de waterkering

Op de berm is asfalt en gras op klei aanwezig. Het talud boven de berm is bekleed met gras op klei en gedeeltelijk met open steen asfalt. Bij de berekeningen is ervan uitgegaan dat het talud boven de berm alleen bekleed is met gras op klei, wat een conservatieve aanname is.

In onderstaande paragrafen is de stabiliteit van de steenzetting (toplaaginstabiliteit, afschuiving en materiaaltransport) geschat. Daarvoor is gebruik gemaakt van Steentoets, maar bij het mechanisme afschuiving was dat niet voldoende. Steentoets kan de stabiliteit met betrekking tot afschuiving niet bepalen, omdat het talud daarvoor te steil is. Daarom is onderstaand een schatting gemaakt van de stabiliteit.

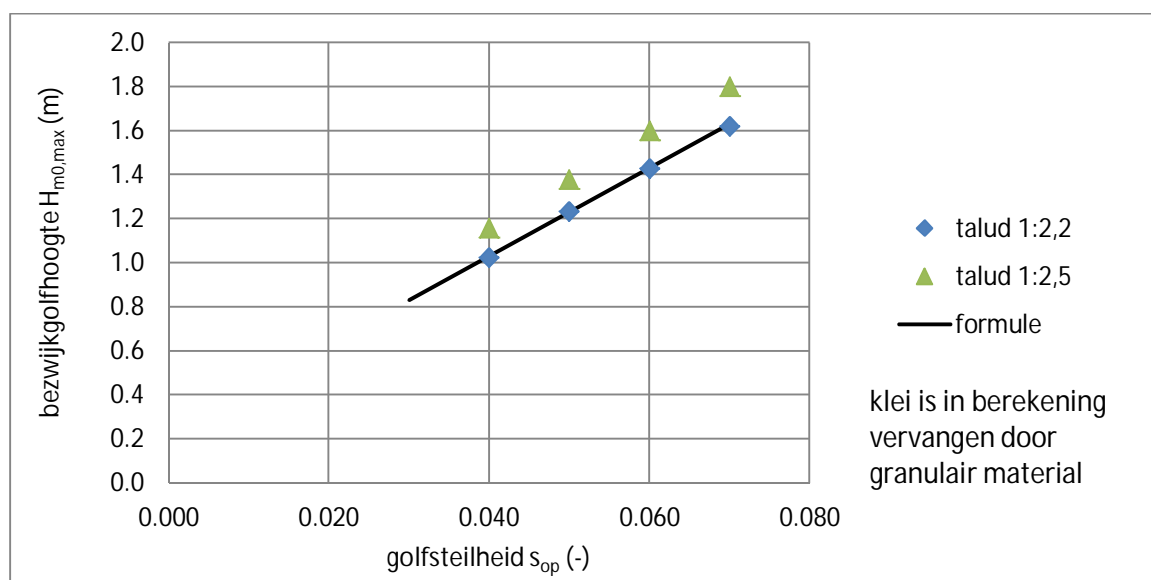
Tenslotte is in de laatste paragraaf beschreven hoe de sterktebijdrage van de kleilaag en zandkern van de dijk berekend is, die aangesproken worden na het bezwijken van de steenzetting.

5.1 Stabiliteit ten aanzien van het mechanisme afschuiving

Er is helaas geen rekenmethode voor het beoordelen van het mechanisme afschuiving bij een talud steiler dan 1:2,5. Daarom worden twee varianten beschouwd om een globale indruk te krijgen van de stabiliteit:

- Als het talud een helling zou hebben van 1:2,5 en de kleilaag ruim 30 cm dik zou zijn geweest, dan zou er volgens Steentoets geen schade ontstaan tot een golfhoogte van $H_{mo,max} = 2,1$ m.
- Als er in plaats van een kleilaag een granulaire laag aanwezig was (menggranulaat, hydraulische slak of mijnsteen), dan zou de maximaal toelaatbare golfhoogte iets minder zijn, namelijk zoals gegeven in Figuur 5.2. In dit geval is gerekend met een taludhelling van 1:2,2 (werkelijke taludhelling) en 1:2,5 (maximale helling voor de toepassing van deze formules). Hieruit blijkt enerzijds dat een ruim 10% steiler talud kennelijk een ruim 10% kleinere bezwijkhoogte geeft en anderzijds dat de kleilaag de sterkte ten aanzien van afschuiving vergroot.

De bovenstaand gebruikte methodes voor het doorrekenen van het mechanisme afschuiving zijn aan de veilige kant als het talud flauwer is dan 1:2,5. Door de toepassing op een talud dat wat te steil is, is het denkbaar dat de formules geen veiligheidsmarge meer hebben, of zelfs de stabiliteit iets overschatten.



Figuur 5.2 Maximaal toelaatbare significante golffhoogte ten aanzien van het mechanisme afschuiving als de klei vervangen zou zijn door granulair materiaal (berekend met de formules uit Steentoets).

Gezien het bovenstaande wordt voor de huidige probabilistische berekeningen aangenomen dat de stabiliteit beschreven kan worden met een afgekapte normale verdeling waarbij de ondergrens van de stabiliteit overeenkomt met de stabiliteit zoals berekend met de granulaire laag in plaats van klei bij een talud van 1:2,2. Deze ondergrens is afhankelijk van de golfsteilheid, zoals te zien is in Figuur 5.2.

Omdat de werkelijke stabiliteit beduidend hoger kan liggen, mede omdat dit mechanisme nog nooit op een echte dijk is geconstateerd (alleen in modelonderzoek en een proefvak), wordt aangenomen dat de bovengrens van de afgekapte normale verdeling van de stabiliteit een stuk hoger ligt dan de ondergrens. Aangenomen wordt dat deze 50% hoger ligt dan de ondergrens, hetgeen gezien kan worden als voorzichtige (conservatieve) schatting. Verder is aangenomen dat de ondergrens en bovengrens op twee maal de standaardafwijking van het gemiddelde verwijderd liggen (grens = $\mu \pm 2\sigma$), overeenkomstig de 95% betrouwbaarheidsgrenzen van een normale verdeling. In formulevorm:

- Ondergrens:
$$H_{m0,max} = 0,23 + 20 \cdot s_{op} \quad (5.1)$$

- Bovengrens:
$$H_{m0,max} = 0,35 + 30 \cdot s_{op} \quad (5.2)$$

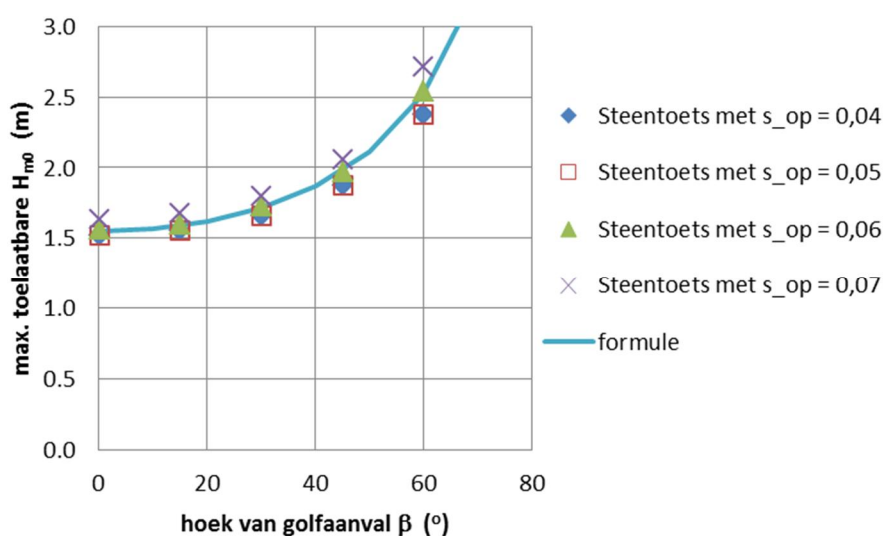
- Verwachtingswaarde:
$$\mu(H_{m0,max}) = 0,29 + 25 \cdot s_{op} \quad (5.3)$$

- Spreiding:
$$\sigma(H_{m0,max}) = 0,03 + 2,5 \cdot s_{op} \quad (5.4)$$

De invloed van de hoek van golfaanval is tot 30 à 50° waarschijnlijk vrij beperkt. Deze invloed wordt verwaarloosd voor alle optredende hoeken, zodat een conservatief resultaat wordt verkregen uit de berekeningen.

5.2 Stabiliteit van de toplaag

Voor het bepalen van de stabiliteit van de toplaag (Hydroblocks) zijn een aantal berekeningen uitgevoerd met Steentoets met verschillende golfsteilheden en hoek van golfaanval. Er is gebruikgemaakt van een speciale Steentoets, zonder de normale reststerkte-afhankelijke veiligheidsfactor die normaal toegepast wordt bij beoordelingen. De resultaten zijn gegeven in Figuur 5.3. De berekeningen zijn uitgevoerd met een belastingduur van 10.000 golven en een waterstand van NAP+3,00 m. De waterstand is vrij laag gekozen, omdat bij hoge waterstanden er sprake is van afluende wind en dus een verwaarloosbare golfaanval.



Figuur 5.3 Maximaal toelaatbare golfhoopte voor de toplaag volgens Steentoets (zonder reststerkte-afhankelijke veiligheidsfactor) en benaderende formule

Uit de berekeningen blijkt dat de invloed van de golfsteilheid vrij beperkt is. Er is wel een grote invloed van de hoek van golfaanval. De volgende benaderende formule is in de figuur getekend:

$$H_{m0,max} = 1,55 / (\cos \beta)^{0,7} \quad (5.5)$$

Met:

$H_{m0,max}$ = maximaal toelaatbare significante golfaanval volgens Steentoets (m)

β = hoek van golfaanval (0° is loodrechte golfaanval) ($^\circ$)

Dit kan worden gezien als een veilige ondergrens van de stabiliteit van de toplaag van de steenzetting. Bij de kalibratiestudie van WBI-2017 is geconstateerd dat de gemiddelde sterkte volgens Deltagootproeven ongeveer 1,4 maal groter is dan voorspeld wordt met Steentoets (Jongejan e.a. 2015). Op grond daarvan wordt voor Perkpolder gerekend met een verwachtingswaarde die 1,4 maal groter is dan bovenstaande formule en met een zodanige standaardafwijking dat formule (5.5) de ondergrens is:

$$\mu(H_{m0,max}) = 2,2 / (\cos \beta)^{0,7} \quad (5.6)$$

$$\sigma(H_{m0,max}) = 0,3 / (\cos \beta)^{0,7} \quad (5.7)$$

Ook voor de stabiliteit van de toplaag is aangenomen dat deze een afgekapte normale verdeling heeft met een ondergrens en bovengrens die op twee maal de standaardafwijking van het gemiddelde liggen (grens = $\mu \pm 2\sigma$).

In vergelijking tot de stabiliteit ten aanzien van afschuiving (zie vorige paragraaf) blijkt dat bij zeer scheef invallende golven de afschuiving maatgevend is, en dat bij loodrecht invallende golven de toplaagstabiliteit maatgevend is.

5.3 Stabiliteit ten aanzien van materiaaltransport

Er zijn twee mogelijke bezwijkmechanismen die betrekking hebben op materiaaltransport:

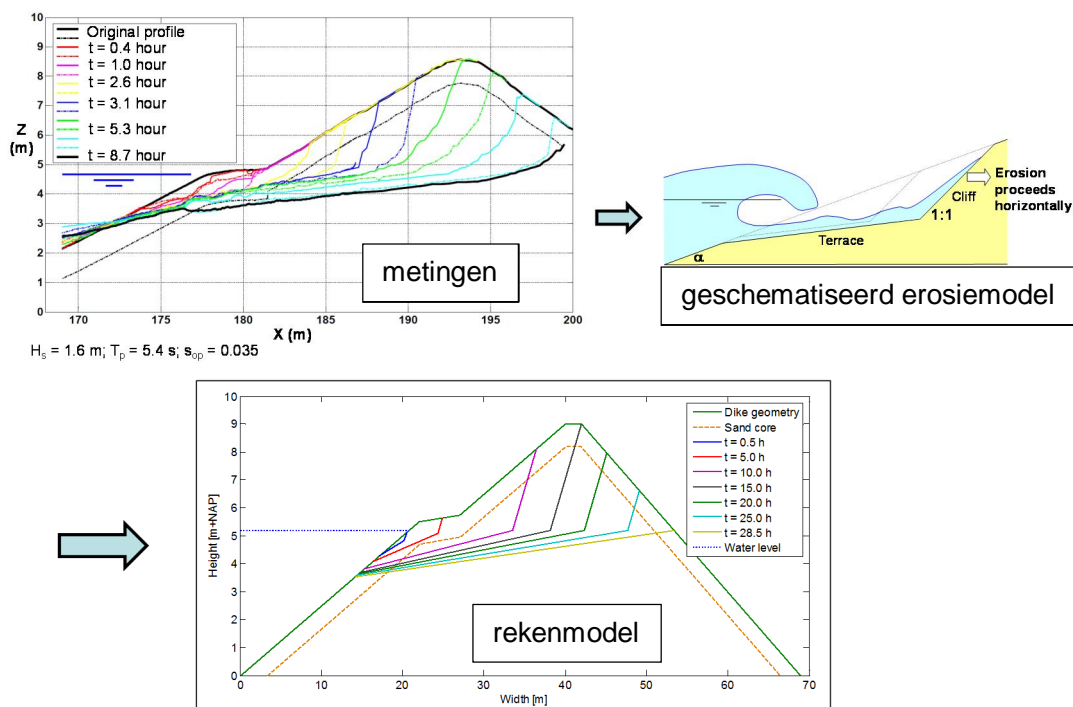
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond
- Materiaaltransport vanuit de uitvullaag door de toplaag

Volgens Steentoets zijn deze mechanismen niet kritisch bij de te verwachten golfbelasting. Daarom wordt de faalkansbijdrage door deze mechanismen verwaarloosd.

5.4 Sterktebijdrage van de kleilaag en zandkern van de dijk

Wanneer de steenzetting bezweken is, heeft de dijk nog niet noodzakelijkerwijs zijn waterkerende functie verloren. De kleilaag en de zandkern van de dijk dragen ook nog bij aan het waterkerend vermogen van de dijk: pas als dit is weggeërodeerd is er een dijkdoorbraak. Om vast te stellen in hoeverre deze sterktecomponent voldoende is om te voorkomen dat de dijk faalt tijdens de storm, wordt na het bezwijken van de steenzetting de erosie door golfaanval berekend tijdens de resterende duur van de storm. Voor het berekenen van deze erosie is het rekenmodel gebruikt wat in het kader van het onderzoek van WBI-2017 is ontwikkeld (Kaste en Klein Breteler, 2014), dat later is uitgebreid in opdracht van Projectbureau Zeeweringen voor toepassing in getijdgebieden (Klein Breteler en Kaste 2015).

De formules en methoden in dit rekenmodel om het erosievolume te bepalen zijn gebaseerd op grootschalige modelproeven (Klein Breteler et al, 2012) en numerieke berekeningen (Mourik, 2015). De vertaling van de modelproefresultaten naar het rekenmodel is weergegeven in Figuur 5.4.



Figuur 5.4 Ontwikkeling van het rekenmodel

Het erosiemodel is in staat om de erosie te berekenen met een variërende waterstand. Hiervoor wordt de storm in tijdstappen opgedeeld. Voor iedere tijdstap wordt de verandering van het erosievolume berekend ten gevolge van de hydraulische belasting van die tijdstap. Het erosieprofiel wordt geschematiseerd met een flauw terras en een steile klif, zoals geschetst in Figuur 5.4. Bij de berekening van het erosievolume van een bepaalde tijdstap wordt rekening gehouden met het erosieprofiel na de voorgaande tijdstappen.

De formules waarmee het erosievolume van respectievelijk klei en zand wordt berekend zijn hieronder gegeven.

Erosievolume in de kleilaag per tijdstap (Mourik, 2015):

$$\Delta V_e = c_{m1} \cdot \left[1,32 - 0,079 \cdot \frac{V_{e0}}{H_s^2} \right] \cdot \left[16,4 \cdot \left(\frac{1}{\cot \alpha_u} \right)^2 \right] \cdot \left[\min \left(3,6 ; \frac{0,0061}{s_{op}^{1,5}} \right) \right] \cdot \left[1,7 \cdot (H_s - 0,4)^2 \right] \cdot t_s$$

Mits $H_s > 0,4$ m;

Voor $H_s \leq 0,4$: $\partial V = 0$

(5.7)

Met:

ΔV_e = toename erosie in een tijdstap [m^3/m]

t_s = grootte van de tijdstap [h]

c_{m1} = modelfactor voor het erosievolume in klei, afhankelijk van de kleisoort [-]

V_{e0} = reeds aanwezig erosievolume in de belaste zone [m^3/m]

H_s = significante golfhoogte [m]

s_{op} = golfsteilheid [-]

T_p = golfperiode van de piek van het golfspectrum [s]

Erosievolume in de zandkern per tijdstap (Klein Breteler et. al, 2012):

$$\Delta V_e = c_{m2} \cdot \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0,15}{s_{op}^{1,3}} + \left(\frac{1}{\cot \alpha} \right)^{0,8} \cdot (135 - 1500 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0,0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right) \cdot t_s$$

mits $H_s > 0,4$ m;

voor $H_s \leq 0,4$: $\partial V = 0$

(5.7)

met:

c_{m2} = modelfactor voor het erosievolume in zand [-]

B_t = terrasbreedte (horizontale afstand tussen het beginpunt en het eindpunt van het erosieterras) $B_t = h_{terras} \cdot \cot \alpha_t$ [m]

De eigenschappen van de klei in de kleilaag zijn verwerkt in de modelfactor c_{m1} . Voor de klei van de Perkpolderdijk heeft deze c_{m1} een gemiddelde waarde van 0,55 met een standaardafwijking van 0,14 (Mourik, 2015). De onzekerheid in de invloed van de eigenschappen van het zand in de zandkern zijn verwerkt in de modelfactor c_{m2} . Voor het zand van de Perkpolderdijk komt dit neer op een gemiddelde waarde van 1,0 met een standaardafwijking van 0,19 (Klein Breteler et. al, 2012).

6 Faalkansberekeningen

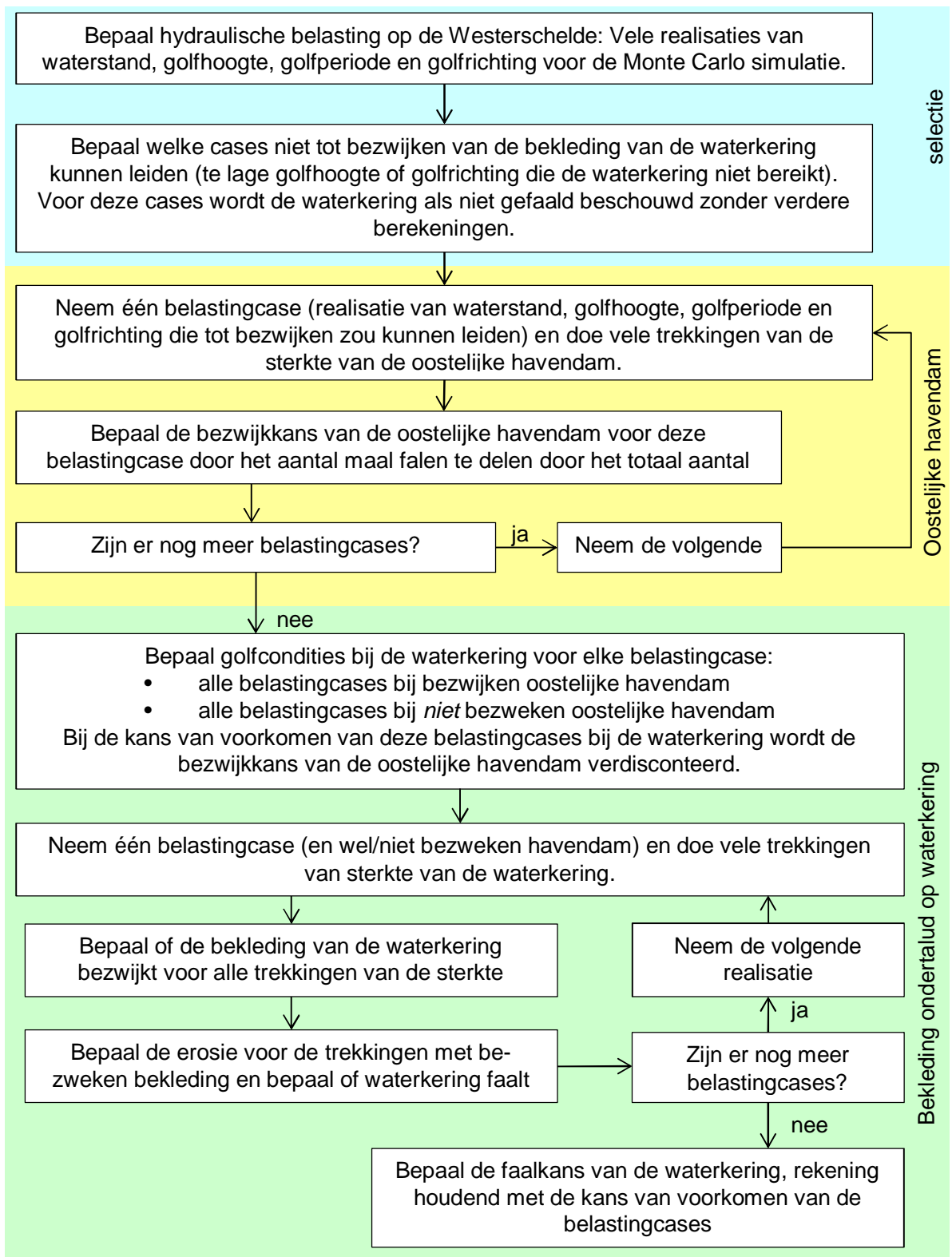
De faalkans van de waterkering (bij het falen van de steenzetting) is berekend door middel van een Monte Carlo simulatie. Daarbij zijn miljoenen combinaties van de belasting en de sterkte doorgerekend om te kijken in hoeveel procent van de gevallen de waterkering doorbreekt. De verhouding tussen het aantal gevallen dat de waterkering doorbreekt en het totaal aantal simulaties is de faalkans. Voor elke belastingcase zijn een groot aantal trekkingen gedaan van de sterkte van de havendam en waterkering om ook de onzekerheid omtrent de sterkte te verdisconteren.

Om de totale hoeveelheid rekenwerk te beperken is selectief te werk gegaan. Ten eerste is op basis van de analyse van de belasting (zie hoofdstuk 4) vastgesteld dat golven uit een richting tussen 150°N en 360°N een verwaarloosbare belasting van de waterkering geven. Voor alle stormen uit die richtingssectoren is a priori gesteld dat de dijkbekleding van de waterkering niet bezwijkt.

Vervolgens zijn de belastingcases met een richting tussen 0°N en 150°N nader beschouwd. Daarbij is opgevallen dat de golfhoogte vanuit deze richtingen in de meeste gevallen vrij beperkt is en bovendien is de waterstand veel lager dan bij een westerstorm. In alle gevallen waarbij de golfhoogte op de Westerschelde (buiten de haven) kleiner is dan de ondergrens van de stabiliteit van de steenzetting (formule (5.1) en (5.5)) is gesteld dat de steenzetting niet bezwijkt.

Op deze wijze bleken de miljoenen belastingcases gereduceerd te kunnen worden tot enkele honderden met een significante golfhoogte tussen 0,8 m en 1,7 m. Met deze relevante belastingcases is de Monte Carlo simulatie uitgevoerd volgens het schema van Figuur 2.2, dat verder in detail is uitgewerkt in Figuur 6.1. Allereerst zijn voor iedere relevante belastingcase duizenden trekkingen gedaan voor de sterkte van de oostelijke havendam. Vervolgens is voor alle trekkingen van de sterkte van de havendam berekend of deze bezwijkt tijdens de bijbehorende belastingcase. Het aantal trekkingen waarbij de havendam bezwijkt gedeeld door het totaal aantal trekkingen geeft de bezwijkkans van de oostelijke havendam voor deze belastingcase.

Vervolgens is voor iedere relevante belastingcase de hydraulische belasting op de waterkering bepaald voor het scenario waar de oostelijke havendam bezweken is en voor het scenario waar de oostelijke havendam niet bezweken is. De bezwijkkans van de oostelijke havendam is meegenomen in de kans van voorkomen van deze belastingcases. Met alle belastingcases voor de waterkering is vervolgens nog een Monte Carlo simulatie uitgevoerd. Hiervoor zijn voor elke belastingcase duizenden trekkingen gedaan voor de sterkte van de steenzetting op de waterkering. Vervolgens is voor alle trekkingen van de sterkte van de steenzetting berekend of die bezwijkt tijdens de bijbehorende belastingcase. Het aantal trekkingen waarbij de steenzetting bezwijkt, gedeeld door het totaal aantal trekkingen, geeft de bezwijkkans van de steenzetting voor deze belastingcase. Voor de trekkingen waar de steenzetting bezweek is vervolgens berekend hoe de dijk zal eroderen tijdens de rest van de storm en of dat de dijk doorbreekt. Het aantal trekkingen waarbij de dijk doorbreekt gedeeld door het totaal aantal trekkingen geeft de faalkansbijdrage van de steenzetting op de waterkering voor deze belastingcase.



Figuur 6.1 Schema van de uitgevoerde berekeningen voor het bepalen van de faalkans

Het berekenen van de faalkans op basis van de resultaten van de berekeningen gaat als volgt. Om dit te verduidelijken worden fictieve getallen gebruikt bij één belastingcase met relatief grote golven uit het oosten:

- Bij één belastingcase worden er meerdere trekkingen van de sterkte van de havendam gedaan om de bezwijkkans van de havendam te bepalen. Stel dat levert het volgende op:
 - $P_{fH} = 0,10$: wel bezwijken van de havendam
 - $P_{NfH} = 0,90$: geen bezwijken van de havendam
- Vervolgens worden er meerdere trekkingen gedaan van de sterkte van de waterkering, bij het al dan niet bezwijken van de havendam:
 - als de havendam bezwijkt, faalt de waterkering in 1/100 van de trekkingen: $P_{fWH} = 0,01$
 - als de havendam niet bezwijkt, faalt de waterkering in 1/1000 van de trekkingen: $P_{fNWH} = 0,001$
- Deze ene belastingcase is één van de 10.000.000 uit deze richtingsector. Deze draagt daardoor bij voor 1/10.000.000 deel. Maar dit zijn belastingcases die tweemaal daags voorkomen in het winterhalfjaar. Om dit te vertalen naar jaren moet het vermenigvuldigd worden met 365.
- Deze richtingsector heeft een kans van voorkomen van 0,05.

De faalkansbijdrage van deze ene belastingcase is daardoor:

$$P_{f,1case} = \left(P_{fH} \cdot P_{fWH} + P_{NfH} \cdot P_{fNWH} \right) \cdot \frac{365}{10.000.000} \cdot 0,05 = 3,4 \cdot 10^{-8} \quad (6.1)$$

Deze bijdrage is dus 1/29.000.000 in dit fictieve geval. Op deze wijze zijn alle belastingcases doorgerekend en zijn alle kansbijdragen gesommeerd. Dat levert uiteindelijk de faalkans van de waterkering op.

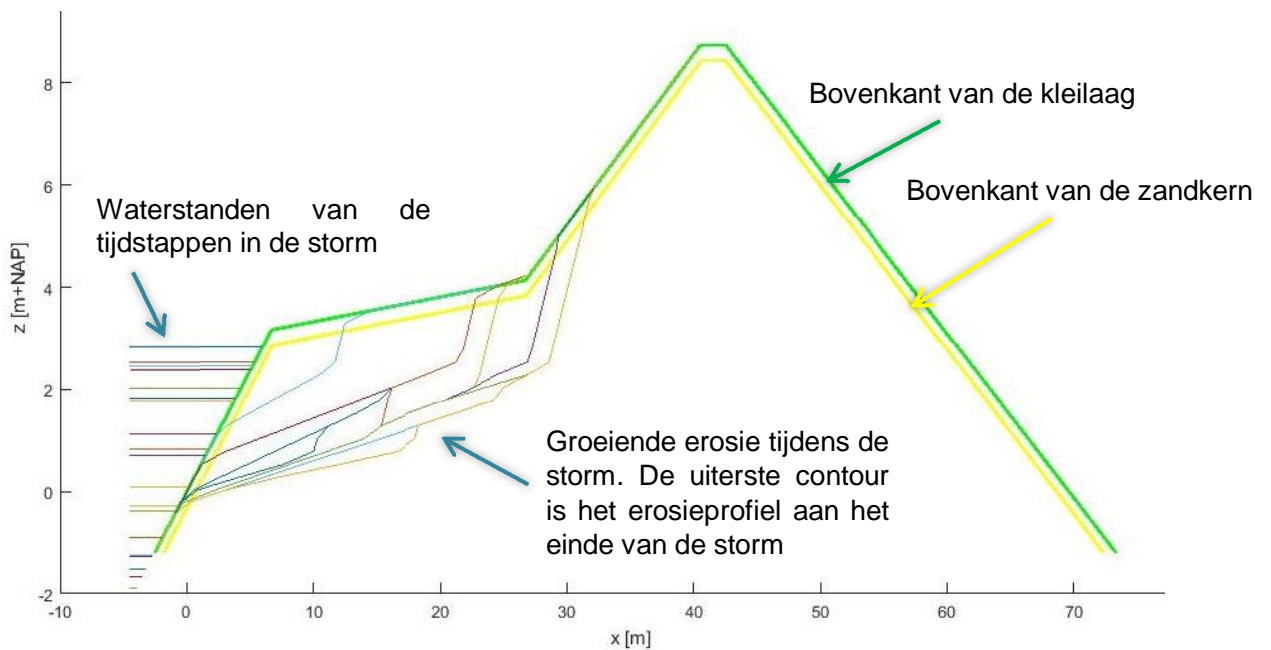
De berekeningen gaven voor alle belastingcases voor geen enkele trekking een dijkdoorbraak. Dit betekent dat de faalkans van de waterkering niet goed te bepalen is, maar wel erg klein is.

Ter illustratie is de bezwijkkans van de havendam en de steenzetting bepaald. Omdat deze bezwijkkansen veel groter zijn, waren er genoeg cases met bezwijken om deze kans voldoende nauwkeurig te bepalen. De bezwijkkans van de havendam is orde $7 \cdot 10^{-4}$ per jaar en de bezwijkkans van de steenzetting op de waterkering is orde $1,5 \cdot 10^{-5}$ per jaar.

Verder is berekend wat de kans is dat de erosie tot halverwege het boventalud reikt (2,5 m onder de kruin) en tot 1,25 m onder de kruin reikt. De kruin van de dijk ligt op NAP+8,8 m. De berekende kans dat de erosie tot halverwege de kruin reikt is $3,3 \cdot 10^{-6}$ per jaar (1/300.000 per jaar). De berekende kans dat de erosie tot 1,25 m onder de kruin reikt is $4,3 \cdot 10^{-7}$ (1/2.300.000 per jaar).

De faalkansbijdrage van de dijk door bezwijken van de steenzetting en vervolgens doorbreken van de dijk is kleiner dan de kans dat de erosie het niveau 1,25 m onder de kruin bereikt. De faalkansbijdrage van de dijk door falen van de steenzetting is daarom kleiner dan 1/2.300.000 per jaar en daarmee kleiner dan de faalkanseis uit hoofdstuk 3 (namelijk 1/267.000 per jaar).

Ter illustratie van de erosieberekeningen is voor een van de gevallen waarbij de steenzetting op de waterkering is bezweken de ontwikkeling van de erosie tijdens ieder uur van de storm gegeven in Figuur 6.2. Dit is weergegeven vanaf het moment dat de steenzetting bezwijkt.



Figuur 6.2 Ontwikkeling van de erosie na het bezwijken van de steenzetting op de waterkering.

Opgemerkt wordt dat het falen van de steenzetting optreedt bij een betrekkelijk lage waterstand. Daarbij is het falen als gevolg van macro instabiliteit of piping, ook al is een deel van de waterkering weggeërodeerd, verwaarloosbaar klein.

7 Conclusies

De faalkansbijdrage van de waterkering in de haven van Perkpolder, door het bezwijken van de steenzetting en vervolgens eroderen en doorbreken van de dijk, is berekend door middel van een Monte Carlo simulatie. Op deze wijze was het goed mogelijk om voor deze complexe situatie de faalkans te berekenen. Deze is hier complex, omdat er weinig correlatie is tussen de waterstand tijdens de top van een storm en de golfcondities, de waterkering deels beschermd wordt door de oostelijke havendam, en deze oostelijke havendam bij hoge golven bezwijkt.

In deze simulatie is voor vele miljoenen stormen in combinatie met duizenden trekkingen van de sterkte van de oostelijke havendam en de waterkering bepaald of de waterkering gaat doorbreken. De verhouding tussen het aantal cases waarbij de waterkering faalt en het totaal aantal beschouwde cases is de faalkansbijdrage van de waterkering door het bezwijken van de steenzetting en vervolgens het eroderen van de dijk.

De maximaal toelaatbare faalkansbijdrage van deze waterkering is afgeleid uit het WBI-2017 op basis van de signaleringsnorm uit de Waterwet. Elk faalmechanisme van de waterkering heeft een bepaald deel van de totale faalkansruimte toebedeeld gekregen. Hier is alleen het deel beschouwd voor de steenzetting op het buitentalud. De faalkanseis hiervoor bedraagt voor deze waterkering 1/267.000 per jaar op basis van de stelling dat de waterkering zo kort is dat deze moet voldoen aan de doorsnede-eis.

Door de ligging van de waterkering, gericht op het zuidoosten, zijn de golven richting de waterkering tijdens storm niet bijzonder hoog en is de waterstand dan ook relatief laag. Dat heeft er toe bijgedragen dat de berekende faalkansbijdrage bijzonder klein is, namelijk veel kleiner dan de faalkanseis.

Gezien deze kleine faalkansbijdrage van de waterkering door het bezwijken van de steenzetting en vervolgens eroderen en doorbreken van de dijk kan geconcludeerd worden dat de steenzetting op de waterkering voldoet.

8 Referenties

- Chbab, Houcine en H. de Waal (2017)
Achtergrondrapport Hydraulische Belastingen; Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017
Deltares, rapport 1230087-008, september 2017
- Goda, Y. (1985)
Random seas and design of maritime structures
University of Tokyo press (1985)
- Infram/Alkyon (1998)
Golfrandvoorwaarden voor dijk ontwerp in doordrammen afgeschermd gebied
Band B: beschrijving golftransmissie en dubbeltoppige spectra
Infram/Alkyon rapport A314 / i181, november 1998
- Jongejan, R.B., en M. Klein Breteler (2015)
A semi-probabilistic assessment rule for the stability of block revetments under wave attack
Deltares, report 1220080-004, 5 August 2015
- Kaste, D.L. and Klein Breteler, M. (2014):
Sensitivity study into residual strength of dikes after block revetment failure, given as preliminary safety factor – WTI 2017.
Deltares, rapport 1207811-010.
- Klein Breteler M., (2002)
Eenvoudige toetsmethode voor havendammen
WL | Delft Hydraulics, rapport H4048, juli 2002
- Klein Breteler, M., A. Capel, G. Kruse en D. Kaste (2012)
Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven;
SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven;
Deltares, rapport 1204200-008, 18 mei 2012.
- Klein Breteler M., en D. Kaste (2013)
Geavanceerde beoordeling Zwartemeerdijk Beoordeling van bekleding en reststerkte bij golfaanval
Deltares, rapport 1206947, 9 augustus 2013
- Klein Breteler M., en D. Kaste (2015)
Rekenmodel voor kleierosie bij variërende waterstand
Deltares, rapport 1209832-010, 16 januari 2015
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017
Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid
RWS-WVL, 2017
- Mourik, G.C. (2014)
Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack WTI-2017;
Deltares, rapport 1209437-017, 15 October 2014

OI-2014

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen;

Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen.

Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017, versie OI2014v4

VTV-2006

Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen

Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007