

Stand van zaken kennis gras op zand

Product 1



Stand van zaken kennis gras op zand
Product 1

Stand van zaken kennis gras op zand

Product 1

Opdrachtgever	Waterschap Drents Overijsselse Delta
Contactpersoon	A. van Hoven
Referenties	-
Trefwoorden	Erosie grasbekleding, golfklappen, golfoverslag, gras op zand, Vechtdijk

Documentgegevens

Versie	1.0
Datum	07-07-2020
Projectnummer	11204369-002
Document ID	11204369-002-GEO-0002
Pagina's	60
Status	definitief

Doc. Versie	Auteur	Controle	Akkoord	Publicatie
0.1	ir. A. van Hoven	ir. P. van Steeg	ir. L. Voogt	
1.0	ir. A. van Hoven	ir. P. van Steeg	ir. L. Voogt b/a ir. T.P. Stoutjesdijk	

Samenvatting

In opdracht van Waterschap Drents Overijsselse Delta wordt onderzoek uitgevoerd naar de erosiebestendigheid van grasbekledingen op een substraat van zand. Het erosiegedrag van gras op een substraat van zand door golfklappen en golfoverslag is nog niet goed bekend. Gevalideerde rekenmodellen ontbreken nog. Het onderzoek moet antwoord geven op de hoofdvragen:

- Is het standtijdlijnmodel voor golfklappen voor graserosie buitentalud (GEBU) toepasbaar voor situaties met gras op zand, en zo ja, wat zijn dan de rekenwaarden voor de a, b en c in de standtijdlijn in de methode voor golfklappen op gras op zanddijken?
- Wat is, voor de golfoverslag, de kansverdeling van falen van grasbekledingen op kruin en binnentalud (GEKB) op zanddijken?

Met de resultaten van het onderzoek wordt beoogd een goede onderbouwing te kunnen geven van de scope van de dijkversterking van de Vechtdijk ten aanzien van de grasbekleding op zand. Naast de Vechtdijk zijn er andere dijken met een gras op zand situatie, die kunnen profiteren van de ontwikkelde kennis.

Dit rapport betreft het eerste product van het onderzoek en zet de huidige kennis over de erosiebestendigheid van gras op zand op een rij. Deze kennis is vooral opgedaan bij onderzoek met de golfklapgenerator (2013) en met de golfoverslagsimulator op de Vechtdijk (2010). Verder zijn de huidige rekenregels voor erosie van grasbekledingen samengevat en ook de verwachte kennisontwikkelingen in de nabije toekomst die van invloed kunnen zijn op het project. Het gaat daarbij vooral om ontwikkelingen in de hydraulische belasting op de bekleding.

De geanalyseerde golfklapproeven geven nog geen uitsluitsel over de toepasbaarheid van het standtijdlijn-model. Mocht dit echter met meer proeven toch worden onderbouwd, dan levert het eerdere onderzoek alvast de eerste datapunten. Ook voor erosie door golfoverslag levert het onderzoek op de Vechtdijk de eerste datapunten voor de erosiebestendigheid van gras op zand. Gras op een substraat van zand lijkt relatief erosiegevoelig ten opzichte van gras op een substraat van klei, echter het heeft wel degelijk een substantiële weerstand tegen erosie.

Inhoud

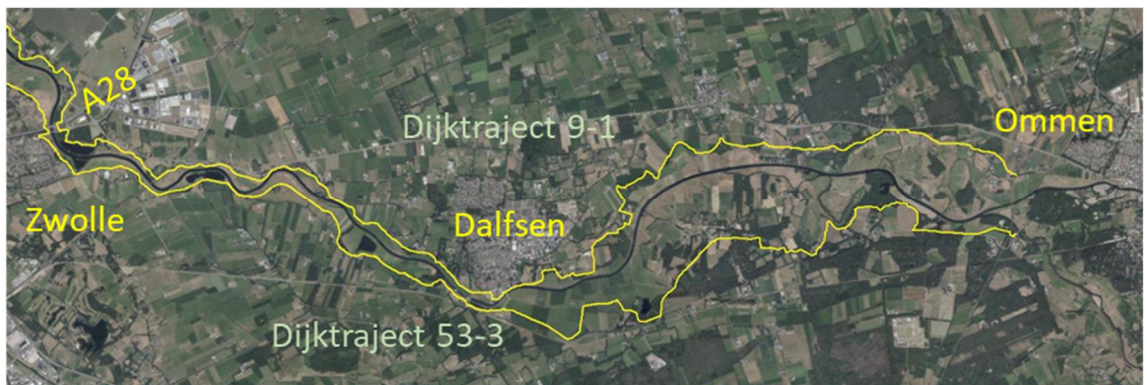
	Samenvatting	4
1	Inleiding	7
1.1	Achtergrond	7
1.2	Uitvoerenden van het onderzoek	8
1.3	Doel	8
2	Erosie grasbekledingen in veiligheidsbeoordeling	9
2.1	Norm en faalpad	9
2.2	Mechanismebeschrijving erosie toplaag gras	10
2.3	Huidige veiligheidsbeoordeling en ontwerp gras op zand	12
2.3.1	Golfklapzone	12
2.3.2	Kruin en binnentalud	13
2.4	Relevante recente en verwachte kennisontwikkelingen	14
2.4.1	Golfspectrum Battjes-Groenendijk in plaats van Rayleigh discreet	14
2.4.2	Scheef invallende golven klapzone (uit [27])	15
2.4.3	Optimalisaties modelonzekerheden Vechtdijk	16
3	Golfklapproeven 2013	18
3.1	Inleiding	18
3.2	Beschrijving testen	18
3.3	Hydraulische belasting	19
3.4	Beschrijving resultaten van de proeven	20
3.5	Beschrijving schadeverloop Berkum (Be.1)	22
3.6	Beschrijving schadeverloop Olst (Ol. 3)	24
3.7	Samenvatting golfklapproeven Olst en Berkum 2013	25
4	Golfoverslagproeven 2010	27
4.1	Inleiding	27
4.2	Beschrijving van de dijk, vegetatie en substraat	28
4.3	Beschrijving van de proefresultaten	29
4.4	Kansverdelingen kritisch golfoverslagdebiet voor Zwolle-Olst op basis van Vechtdijkproeven	33
5	Kleine golfgootproeven op gras op een substraat van zand/ zeer zandige klei in de golfklapzone	35
6	Onderzoek Zwolle-Olst	37
7	Conclusies	38

8	Referenties	40
A	(Schade)beelden Golfverslagproeven Vechtdijk maart 2010	42
B	Use of wave impact generator and wave flume to determine strength of outer slopes of grass dikes under wave loads	57
C	Transitions structures in grass covered slopes of primary flood defences tested with the wave impact generator	58
D	Memo Kansverdelingen kritisch overslagdebiet gras op zand Zwolle Olst	59

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

Uit de veiligheidsbeoordeling van de dijktrajecten 9-1 ten Noorden van de Overijsselse Vecht en 53-3 ten Zuiden van de Vecht is gebleken dat de dijken niet voldoen aan de norm voor de overstromingskans. Daarom zijn deze dijken opgenomen in het Hoogwater Beschermingsprogramma (HWBP) om te worden versterkt. Een belangrijke reden voor de twijfel aan de veiligheid is de grasbekleding die direct op zand wortelt. Hiervoor zijn in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017 geen modellen beschikbaar. De kennis ontbreekt momenteel om een goede veiligheidsbeoordeling uit te voeren. Dit gegeven geeft een grote onzekerheid in de scope van de dijkversterking.



Figuur 1.1 Overzichtskaart Vecht en dijktrajecten 9-1 en 53-3

Voorafgaand aan de scope bepaling van de dijkversterking wordt in de periode tot en met december 2021 onderzoek gedaan naar de erosiebestendigheid van de grasbekleding op zand. De resultaten van het onderzoek moeten leiden tot een betrouwbare onderbouwing van de versterkingsopgave van de Vechtdijken. Het projectgebied ligt tussen de kruising met de A28 in het Westen tot het einde van de dijktrajecten bij Ommen in het Oosten (Figuur 1.1).

Het onderzoek bestaat grofweg uit drie fasen: 1) een voorstudie, waarin de stand van zaken met betrekking tot de kennis van gras op zand wordt beschreven en de dijk wordt gekarakteriseerd door vegetatie, bodem en wortelonderzoek. De voorstudie wordt in het winterseizoen 2020-2021 gevolgd door 2) grootschalige erosieproeven met de golfklapgenerator en de golfoverslagsimulator. Ten slotte 3) worden de resultaten van de proeven en de karakterisering van de dijk gebruikt om rekenwaarden van de erosieparameters af te leiden die kunnen worden gebruikt om de scope van de dijkversterking goed onderbouwd te bepalen.

Dit rapport betreft de stand van zaken van de huidige kennis over de erosiebestendigheid van gras op zand. In het (recente) verleden zijn enkele golfklap en golfoverslagproeven uitgevoerd op gras op zand. In 2010 op de Vechtdijk nabij Zwolle met de golfoverslagsimulator, in 2013 met de golfklapgenerator op diverse locaties in de omgeving (niet alleen gras op zand) en recent golfklap en golfoverslagproeven op het dijktraject Zwolle Olst. Omdat de rapportage van de proeven Zwolle Olst nog niet beschikbaar was, is deze niet in deze rapportage meegenomen.

1.2 Uitvoerenden van het onderzoek

Het onderzoek naar gras op zand wordt uitgevoerd door de projectgroep met vertegenwoordiging vanuit de volgende partijen:

- Deltares (hoofdaannemer).
- Waterschap Drents Overijsselse Delta (Opdrachtgever).
- Infram Hydren.
- Radboud Universiteit Nijmegen.
- Van der Meer Consulting.
- Wageningen Environmental Research (WnR).
- EurecoAdvies.
- Universiteit Twente.
- Lumbricus.

Elk van de partijen vervult hierin een rol, zoals beschreven in [1]. Onderhavig rapport is opgesteld door Deltares.

1.3 Doel

Het doel van het onderzoek is om erosiebestendigheidsparemeters te bepalen voor grasbekledingen op zand, waarmee de scope van de dijkversterking van de Vechtdijk kan worden onderbouwd. De hoofdvragen waarop met dit onderzoek beoogd wordt antwoord te geven zijn:

- Is het standtijdlijnmodel voor golfklappen voor graserosie buitentalud (GEBU) toepasbaar voor situaties met gras op zand, en zo ja, wat zijn dan de rekenwaarden voor de a, b en c in de standtijdlijn in de methode voor golfklappen op gras op zanddijken?
- Wat is, voor de golfoverslag, de kansverdeling van falen van grasbekledingen op kruin en binnentalud (GEKB) op zanddijken?

Deze hoofdvragen zijn overgenomen uit Plan van Aanpak behorende bij dit onderzoek [1].

Het doel van dit rapport is om een stand van zaken te geven van de kennis over de erosiebestendigheid van gras op zand, zodat dit kan worden meegenomen in de vervolgstappen van het onderzoek.

2 Erosie grasbekledingen in veiligheidsbeoordeling

2.1 Norm en faalpad

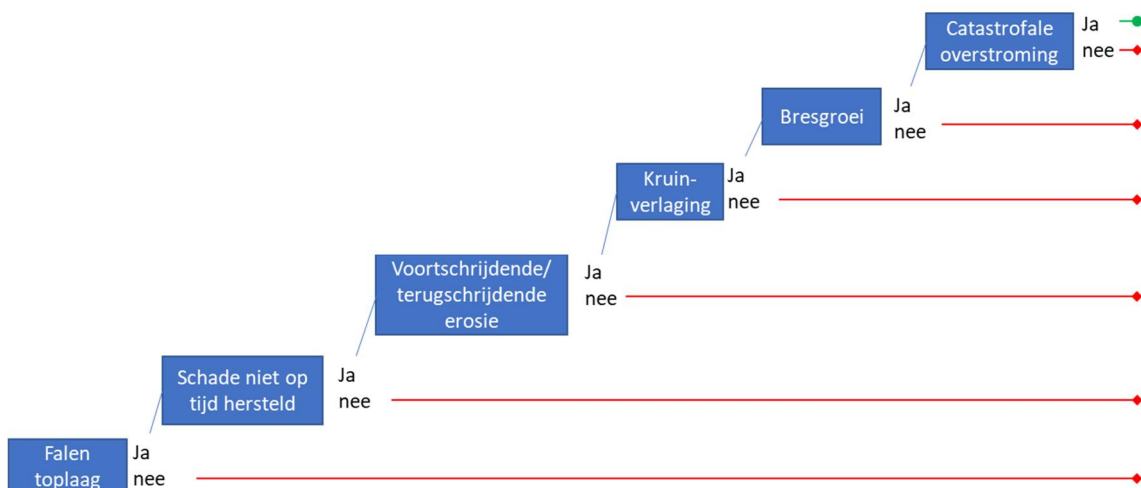
De normkansen voor de dijktrajecten langs de Vecht staan in

Tabel 2.1.

Tabel 2.1 normkansen voor dijktrajecten 9-1 en 53-3

Traject	Signaleringswaarde	Ondergrenswaarde
9-1 (Noord van de Vecht)	1/1.000	1/300
53-3 (Zuid van de Vecht)	1/10.000	1/3.000

De normkansen betreffen de kansen op overstroming. Hoewel de definitie van de omvang van de overstroming waarvoor de norm geldt nog ter discussie is, moet worden gedacht aan een overstroming met grote economische schade en (gerede kans op) slachtoffers. Vanuit het falen van de grasbekleding kan een faalpad worden opgesteld van benodigde gebeurtenissen die leiden tot die overstroming (Figuur 2.1).



Figuur 2.1 Faalpad vanuit falen van de toplaag tot een overstroming

Binnen dit project wordt gekeken naar de eerste knoop, de kans op het falen van de toplaag.

Bij het optreden van golfoverslag en falen van de toplaag door overbelasting wordt verwacht dat een zanddijk weinig reststerkte heeft. Zand heeft geen of nauwelijks samenhang en erodeert snel. Indien een schade niet tijdig wordt hersteld (knoop 2) zullen de knopen erosie => kruinverlaging => bresgroei waarschijnlijk een grote kans van optreden hebben. De kans op een overstroming is dan, afgezien van mogelijk schadeherstel, van vergelijkbare orde van grootte als de kans op doorbraak van de toplaag door golfoverslag.

In de relevantiestudie (product 2 in dit project) zal grofstoffelijk worden gekeken naar reststerkte van de zandkern bij golfaanval, ofwel de derde knoop.

2.2 Mechanismebeschrijving erosie toplaag gras

In de afgelopen jaren zijn veel erosieproeven uitgevoerd op grasbekledingen met behulp van de golfloopsimulator, golfoverslagsimulator, golfklapsimulator en de Deltagoot. Veruit de meeste grasbekledingen hadden een substraat van klei, een enkele keer zand (zie Hoofdstuk 3 en 4).

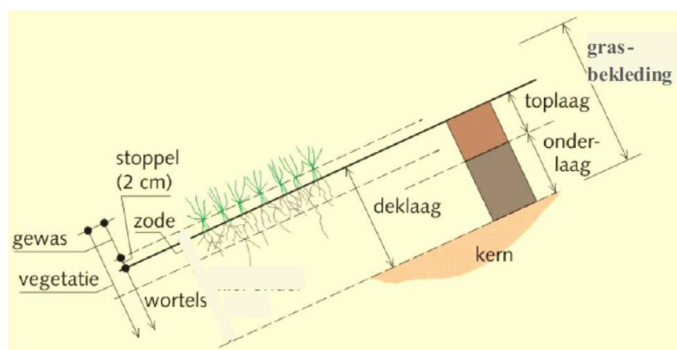
Uit observaties van het falen van de grasbekleding tijdens proeven, blijkt dat onderscheid kan worden gemaakt tussen de zode, de toplaag en de onderlagen, zie Figuur 2.2. Voor foto's van schades tijdens golfklapproeven en golfoverslagproeven zie respectievelijk Hoofdstuk 3 en Bijlage A. Voor grasbekledingen op een kleisubstraat wordt op basis van veldobservaties de volgende beschrijving van schades op het buitentalud door golven gegeven [21]:

- Geen noemenswaardige aantasting, slechts een losse toplaag uit de zode is verwijderd en lokaal zijn losse wortelnetjes zichtbaar.
- Zichtbare slijtage van zodegrond, waarbij het grasblad en de bladaanhechting is verdwenen, maar het oppervlak van de schade egaal is (zonder treden).
- Doorgebroken toplaag, waarbij de grond direct onder de toplaag zeer snel verdwijnt en er aan de rand van de schade een steil randje van 0,1 tot 0,3 m hoogte ontstaat.
- Diepe schade, waarbij gaten of erosieterrassen met kliffen van meer dan ongeveer 0,3 m beneden maaiveld zijn ontstaan en waarbij de bodem van de schade een laagvlak volgt (vaak evenwijdig aan het taludoppervlak).
- Diepe schade, waarbij gaten of erosieterrassen met kliffen van meer dan ongeveer 0,3 m beneden maaiveld zijn ontstaan en waarvan de bodem een geringe dijkopwaartse helling heeft.
- Schade waarin de gehele bekleding, zode en kleibekleding is doorbroken.

Schades tot en met punt c) behoren tot de toplaag, daaronder wordt de reststerkte aangesproken.

Het schadeverloop tot en met punt c) lijkt ook op het proces zoals waargenomen bij golfoverslagproeven. Bij golfoverslagproeven werd veelal gezien dat de zode beschadigde en afstroopte, maar dat de hieronder gelegen eveneens sterk doorwortelde laag, behorend tot de toplaag, nog lang stand hield. De wortels in de toplaag hielden de aggregaten of gronddeeltjes nog effectief bij elkaar. De dikte van de toplaag was vaak in de orde van 0,2 m, hoewel deze soms iets dunner, maar ook aanzienlijk dikker kon zijn.

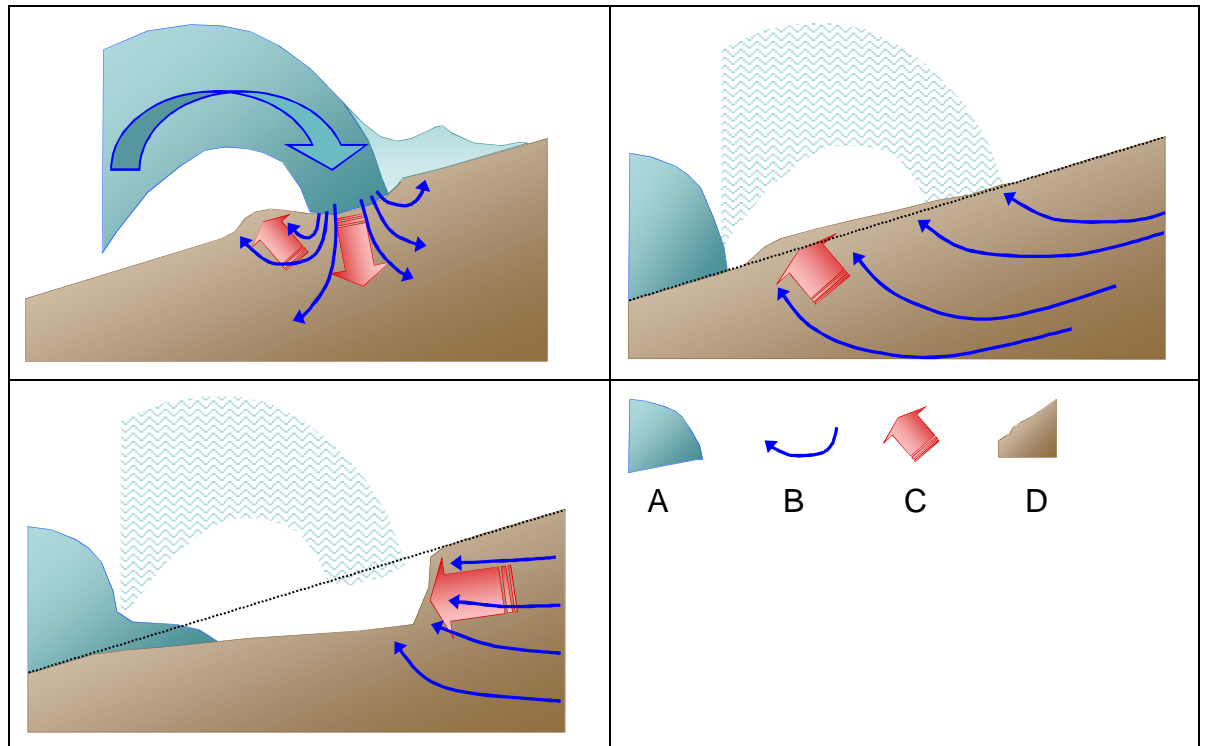
Bij een doorbraak van de toplaag werd de onderlaag belast, waarna het erosieproces ineens een stuk sneller ging. In de golfoverslagproeven vertaalde zich dit tot het ineens bruin worden van het overslaande water, dat anders wit is door de luchtbelletjes. Vanuit deze observaties bij proeven is het onderscheid gemaakt tussen de toplaag en de onderlagen en daarmee ook de faaldefinitie van de toplaag. De WBI2017 mechanismen GEBU (gras erosie buitentalud) en GEKB (gras erosie kruin en binnentalud) gaan ook primair over falen van de toplaag, eventueel aangevuld met erosie van onderlagen.



Figuur 2.2 Opbouw grasbekleding [2]

Bij de golfoverslagproeven op de Vechtdijk in 2010 (Hoofdstuk 4) werd een vergelijkbaar mechanisme gezien als bij gras op een kleisubstraat. De zode werd eerst doorbroken en stroopte af, waarbij een relatief glad gecementeerd zandoppervlak met veel wortels kwam bloot te liggen. Dit materiaal hoort nog bij de toplaag. Daarop volgde de doorbraak van de toplaag en snelle erosie van het onderliggende zand.

Bij golfklappen is de belasting substantieel anders dan bij de langsstroming bij golfoverslag. De golfklap veroorzaakt een puls van waterdruk in het talud en oefent een directe kracht uit op het talud. De waterdruppuls verlaagt de effectieve spanning in de grond, waarvan de toplaag tenminste gedurende korte tijd in gefluïdiseerde toestand verkeert. Bovendien wordt de grond in en rond de inslagzone bij grotere golfklappen plastisch, waardoor eventuele deformatie irreversibel is (zie Figuur 2.3, overgenomen uit [21]).



Figuur 2.3 Schematische weergave voor een dijktalud van het effect van golfklappen (linksboven) en het terugtrekken van de golf op een nog niet aangetast talud (rechtsboven) en als er schade is ontstaan (linksonder). A = Golf; B = Waterbeweging door de grond; C = Bewegingsrichting van de grond; D = grond en grondoppervlak (overgenomen uit [21])

Bij golfklapproeven bij Olst (Hoofdstuk 3) blijkt dat de schadeontwikkeling gelijkmatig in tijd gaat. Er is geen sprake van een abrupt doorbreken van de zodelaag of toplaag, maar van een aanvankelijk constante verdieping van de erosiekuil in tijd. Het is mogelijk dat het zand door de golfklappen worden losgeschud en als losse korrels of kleine clusters korrels gelijkmatig worden geërodeerd. Dit in tegenstelling tot erosie bij gras op een kleisubstraat, waarbij er een duidelijk verschil zit tussen de erosiesnelheid van de toplaag en de onderlagen. Bij kleinschalige golfklapproeven in een golfgoot op gras op zand (Hoofdstuk 5) is juist wel waargenomen dat de erosiesnelheid van de toplaag zeer laag is, maar bij doorbraak van de toplaag ineens relatief snel gaat. Het erosieproces onder golfklappen is bij gras op zand nog niet goed bekend.

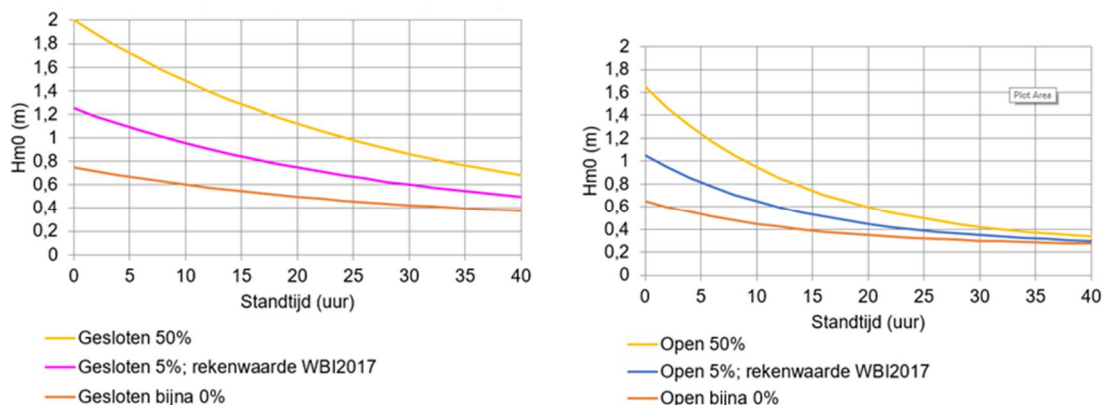
2.3 Huidige veiligheidsbeoordeling en ontwerp gras op zand

2.3.1 Golfklapzone

In de eenvoudige beoordeling van het WBI2017 staat dat bij een golfhoogte H_{m0} (m) bij de norm lager dan 0,25 m een grasbekleding met een open of gesloten zode voldoet. Dit is ongeacht of het gras op een substraat van klei of zand staat. In de praktijk zal een situatie met zo'n lage golfhoogte bij de norm weinig voorkomen. De achtergrond van deze eenvoudige rekenregel wordt gevonden in [29].

De gedetailleerde veiligheidsbeoordeling van grasbekledingen in de golfklapzone vindt plaats met de software 'BM Gras Buitentalud'. Hiermee kan een semi-probabilistische beoordeling worden uitgevoerd, die gebruik maakt van rekenwaarden van de sterkte en rekenwaarden van de belasting.

De sterkte van de grasbekleding betreft de erosiebestendigheid. De erosiebestendigheid wordt voor gras op klei gekarakteriseerd met de zogenaamde standtijdlijnen (Figuur 2.4). Deze lijnen geven de relatie tussen de golfhoogte (belasting) en de tijd tot falen van de toplaag (standtijd). In de semi probabilistisch beoordeling in het WBI2017 wordt gebruik gemaakt van de 5% ondergrenswaarde van de standtijd als rekenwaarde.



Figuur 2.4 Standtijdlijnen golfklapzone gras op substraat van klei

De formule van de standtijdlijnen is als volgt:

$$H_{m0} = a \cdot e^{b \cdot t_{\text{standtijd}}} + c \text{ of omgeschreven}$$

$$t_{\text{standtijd}} = \frac{1}{b} \ln \left(\frac{H_{m0} - c}{a} \right)$$

Hierin is H_{m0} (m) de spectrale golfhoogte, $t_{\text{standtijd}}$ (uur) de standtijd ofwel de tijd tot rekenkundig falen van de toplaag en zijn a (m), b (1/uur) en c (m) coëfficiënten die afhankelijk zijn van de erosiebestendigheid van de toplaag. Voor een open en een gesloten zode worden de coëfficiënten gegeven in Tabel 2.2 voor een onderschrijdingskans van 50%, 5% en (bijna) 0% [30].

Tabel 2.2 Coëfficiënten a, b en c bij verschillende overschrijdingskansen voor een open en een gesloten zode op kleisubstraat (overgenomen uit [30])

	closed			open		
	50%	5%	+/- 0%	50%	5%	+/- 0%
a	1,75	1	0,5	1,4	0,8	0,4
b	-0,035	-0,035	-0,035	-0,07	-0,07	-0,07
c	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25

De rekenwaarde van de golfbelasting wordt bepaald met Riskeer (WBI2017) of met Hydra NL. De rekenwaarde van de golfbelasting is die bij de doorsnede-eis voor het mechanisme GEBU. De standaard faalkansruimte voor dit mechanisme is 5% [24], de lengte-effect factor N voor dijktraject 9-1 (Noord van de Vecht) is 2 en N = 1 voor dijktraject 53-3 (Tabel 2.3).

Tabel 2.3 Doorsnede-eis gras erosie buitentalud dijktrajecten 9-1 en 53-3

Traject	Lengte effect factor	Faalkansruimte	Doorsnede-eis signaleringswaarde	Doorsnede-eis ondergrenswaarde
9-1 (Noord van de Vecht)	2	0.05	1/40.000	1/12.000
53-3 (Zuid van de Vecht)	1	0.05	1/200.000	1/60.000

Het OI2014v4 geeft geen aanknopingspunten voor het ontwerp van gras op zand in de golfklapzone.

2.3.2 Kruin en binnentalud

Voor gras op zand op de kruin en het binnentalud van de dijk wordt geen beoordelingsmethode gegeven in het WBI2017. In het kader van een toets op maat wordt wel gebruik gemaakt van ondergrens van de belasting van 0,1 l/s per m. Deze waarde staat eveneens in het OI2014v4 als zijnde de kritische waarde waarbij er geen eisen worden gesteld aan de bekleding. De overschrijdingskans voor het overslagdebiet moet gelijk zijn aan de doorsnede-eis voor het mechanisme GEKB (graserosie kruin en binnentalud), zie Tabel 2.5.

De gedetailleerde beoordeling in het WBI2017 wordt uitgevoerd in Ringtoets/ Riskeer en is volledig probabilistisch. De sterkte wordt in rekening gebracht door kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet voor graskwaliteit 'open zode' en 'gesloten zode' op een substraat van klei en voor verschillende golfhoogteklassen. Voor gras op zand worden in het WBI2017 geen kansverdelingen gegeven.

De kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet zijn afgeleid door een probabilistische analyse met behulp van het erosiemodel voor gras bij golfoverslag, het cumulatieve overbelastingmodel. Hierbij wordt het effect van de individuele overslaande golven bepaald en bij elkaar opgeteld; dit is het schadegetal D (m^2/s^2). Als de kritische waarde van het schadegetal wordt overschreden, dan geldt dat als rekenkundig falen van de toplaag. Het schadegetal wordt berekend met de formule:

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

Waarin:

- D (m^2/s^2) schadegetal.
- N (-) aantal overslaande golven.
- U_i (m/s) frontnelheid per overslaande golf op de kruin van de dijk.
- U_c (m/s) kritische snelheid (erosiebestendigheidsparemeter van de toplaag).

- α_M (-) correctiefactor op de belasting als gevolg van een overgang.
 α_s (-) correctiefactor op de sterkte als gevolg van een overgang.
 α_a (-) correctiefactor voor versnelling van de frontsnelheid op een talud.

In een achtergrondrapport bij het achtergrondrapport van het OI2014v4 [22] worden op basis van het cumulatieve overbelastingmodel (lognormale)kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet afgeleid voor een gesloten zode op zand. De kritische snelheid is daarbij gebaseerd op de golfoverslagproeven op de Vechtdijk. De kansverdelingen kunnen, onder de gegeven voorwaarden, in Riskeer worden gebruikt om de kans op falen van de toplaag van gras op zand te berekenen.

Tabel 2.4 Berekende karakterisering kansverdeling kritisch golfoverslagdebiet met μ en σ voor een gesloten zode op zand voor een stormgedreven watersysteem voor golfhoogtes van 0,5 – 4 m [22]

Watersysteem	Binnentalud	Zode	Substraat	H _{m0} (m)	μ (l/s per m)	σ (l/s per m)
Stormgedreven; 3 uur maximaal golfoverslagdebiet	1:2,3 – 1:4,5 $\alpha_a=1,4$	Gesloten	Zand	0.5	19	13
				1	9.5	3.5
				2	9.1	1.9
				3	11	1.8
				4	13	2.3

In het rapport wordt opgemerkt dat de kansverdeling met name is gefit voor kansen tussen circa 0,01 en 0,1. De fit buiten deze range is voor sommige gevallen minder nauwkeurig.

De met Riskeer berekende faalkansen worden vergeleken met de norm op doorsnedeniveau. De standaard faalkansruimte voor dit mechanisme is 24% [24], de lengte-effect factor N voor dijktraject 9-1 (Noord van de Vecht) is 2 en N=1 voor dijktraject 53-3 (Tabel 2.3).

Tabel 2.5 Doorsnede-eis gras erosie kruin en binnentalud dijktrajecten 9-1 en 53-3

Traject	Lengte effect factor	Faalkansruimte	Doorsnede-eis signaleringswaarde	Doorsnede-eis ondergrenswaarde
9-1 (Noord van de Vecht)	2	0.24	1/8.300	1/2.500
53-3 (Zuid van de Vecht)	1	0.24	1/42.000	1/12.500

2.4 Relevante recente en verwachte kennisontwikkelingen

In de november 2019 release van het WBI2017 [27] zijn in de schematiseringshandleiding grasbekledingen nieuwe inzichten opgenomen. De nieuwe inzichten kunnen worden gebruikt in een toets op maat. Navolgend is nagegaan in hoeverre de nieuwe inzichten relevant kunnen zijn voor het onderzoek naar gras op zand.

2.4.1 Golfspectrum Battjes-Groenendijk in plaats van Rayleigh discreet

In de gedetailleerde beoordeling voor gras in de golfploopzone wordt in het WBI2017 uitgegaan van een Rayleigh verdeling van golfhoogtes. Deze verdeling van golfhoogtes is binnen de cumulatieve overbelastingmethode relatief onnauwkeurig en aan de conservatieve kant bij relatief ondiep water voor de dijk. Een betere beschrijving van de verdeling van golfhoogtes is die van Battjes-Groenendijk [25]. Het totaal aantal golven in de verdeling blijft gelijk, echter de verdeling bevat minder hoge golven en meer lagere golven. Omdat in de cumulatieve overbelasting met name de grootste golven een bijdrage leveren aan de schade pakt dit vaak (maar niet altijd) gunstig uit [25].

In de BM Gras buitentalud is sinds november 2019 de optie opgenomen om hiermee rekening te houden in test-modus. Omdat dit enkel het mechanisme van gras erosie in de golfploopzone betreft is deze ontwikkeling nog niet direct toe te passen voor het gras op zand project.. Langs de Vechtdijk is erosie door golfklappen namelijk dominant ten opzichte van erosie door golfploop.

Dezelfde onnauwkeurigheid aan de conservatieve kant geldt ook bij erosie door golfoverslag. De kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet, waarmee de gedetailleerde beoordeling en de toets op maat kunnen worden uitgevoerd (WBI2017 november release [27]), zijn afgeleid van de cumulatieve overbelastingmethode. De hydraulische belasting in dit model wordt tot dusver eveneens bepaald uitgaande van de Rayleigh kansverdeling van golfhoogtes, naast een aantal andere vereenvoudigingen [22]. De winst bij het toepassen van het Battjes-Groenendijkspectrum is het in rekening brengen van het effect van relatief ondiep water. Dit betekent dat de waterdiepte een expliciete parameter wordt bij het bepalen van de cumulatieve overbelasting en de hiervan af te leiden kansverdeling van het kritisch golfoverslagdebiet. Omdat bij een GEKB berekening in Riskeer rekening wordt gehouden met een grote variatie van waterstanden en golfcondities, zou voor elk van deze combinaties een andere kansverdeling van het kritisch golfoverslagdebiet moeten worden ingevoerd. Dit wordt echter niet ondersteund door de huidige software en software ontwikkeling valt buiten de scope van dit project. Als benadering zou kunnen worden gekeken naar de waterstand in het illustratiepunt van de GEKB berekening en zou er een handmatige iteratie kunnen worden uitgevoerd. Praktisch gezien is dit niet uitvoerbaar. Overigens wordt opgemerkt dat dezelfde soort bezwaren ook gelden voor gebruik van de Rayleigh verdeling ten aanzien van de golfhoogte. Ook hierbij zou eigenlijk voor elke golfhoogte een andere kansverdeling van het kritisch golfoverslagdebiet moeten worden bepaald. Bij toepassing van het Battjes-Groenendijk spectrum zou daar dan ook nog de waterstand bij komen.

Verwacht wordt dat in de toekomst binnen het BOI een overstap zal worden gemaakt van de kansverdelingen van het kritische golfoverslagdebiet naar directe implementatie van de cumulatieve overbelastingmethode. Op dat moment ontstaat ook de mogelijkheid om rekening te houden met een aangepaste golfhoogteverdeling. Deze ontwikkelingen zijn echter nog onzeker en mogelijk pas operationeel na het einde van het gras op zand onderzoek.

Bij toepassing van Battjes-Groenendijk geldt de kanttekening dat voldaan moet worden aan de toepassingsvoorwaarde van een bodemhelling tussen 1:250 en 1:20. Daarnaast wordt in [25] gewaarschuwd voor een mogelijke dubbel telling van de invloed van relatief ondiep voorland, vanwege de coëfficiënt f_{shallow} , zoals deze momenteel al wordt toegepast en van invloed is op de invoerparameter $R_{u2\%}$.

Een directe toepassing van deze kennisontwikkeling is er voor het gras op zand onderzoek nog niet, maar mogelijk komt deze wel in de toekomst. Het verdient de aanbeveling om deze ontwikkelingen bij BOI te monitoren, hetgeen overigens ook onderdeel van de onderzoeksopdracht is. Wel kan bij de inventarisering van de hydraulische randvoorwaarden in het relevantieonderzoek (product 2) worden gekeken wat bij de indicatieve golfhoogte en waterstand in het illustratiepunt bij Riskeer berekeningen met GEKB het effect van toepassing van het Battjes-Groenendijk spectrum zou zijn. Hiermee kan via Bijlage A van [25] een indicatie worden gevonden welke kant het resultaat op zou gaan mocht de cumulatieve overbelasting en het Battjes-Groenendijk spectrum direct in Riskeer worden geïmplementeerd.

2.4.2 Scheef invallende golven klapzone (uit [27])

Bij het bepalen van de faalfactie van het gras in de golfklapzone werd nog geen rekening gehouden met de invloed van de golfinvalshoek (de hoek tussen de invalrichting van de golven en de normaal op de dijk). Uitgaan van loodrechte inval kan als conservatief worden gezien. De faalkans van de toplaag wordt dan te hoog ingeschat.

In [26] is de invloed van de golfinvalshoek op de erosiesnelheid van de grasbekleding in de golfklapzone gekwantificeerd. Deze kwantificering is gebaseerd op de aanname dat de erosiesnelheid van het gras in de golfklapzone evenredig is met de druk door golfklappen op het talud. Dit heeft geleid tot een invloedsfactor f_{β} die is opgenomen in BM – Gras Buitentalud en die in rekening brengt dat scheef invallende golven een lagere belasting geven. Toepassing van f_{β} leidt ertoe dat de berekende standtijd bij scheve golfaanval groter is dan bij de loodrechte golfaanval en daarmee de faalfractie kleiner.

NB: omdat geen erosieproeven op gras met scheve golfaanval zijn uitgevoerd is de invloedsfactor enigszins conservatief gekozen. De invloedsfactor is dus een veilige schatting voor de invloed van de hoek van golfaanval op de erosiesnelheid van het gras in de golfklapzone.

In een toets op maat kan voor gras in de golfklapzone de invloed van de golfinvalshoek in rekening worden gebracht. Hiertoe dient de gebruiker in BM – Gras Buitentalud in de modus “Test/ expert” voor de golfklapberekening de dijknormaal in “Geometrie” te specificeren. Daarnaast dient bij de maatgevende golfcondities per waterstandsniveau, behalve de golfhoogte, ook de golfrichting ten opzichte van Noord, ingevoerd te worden in “Hydraulische belasting”.

Hiertoe dient bij het bepalen van de golfbelasting $S (= H_s^a \cdot T_p^b \cdot (\cos \beta)^c)$ voor de grasmat in de golfklapzone voor parameter c te worden gerekend met een waarde 0,67 (in het voor de golfcondities te gebruiken profiel dient dezelfde dijknormaal als in “Geometrie” opgenomen te worden).

Parameter c kan in Ringtoets/ Riskeer echter niet worden aangepast. Met Riskeer versie 19.1 of hoger kan, wanneer geen gebruik wordt gemaakt van de user interface, alsnog gerekend worden met een aangepaste waarde voor parameter c. In Bijlage J van [27] is hiervoor een voorbeeld opgenomen.

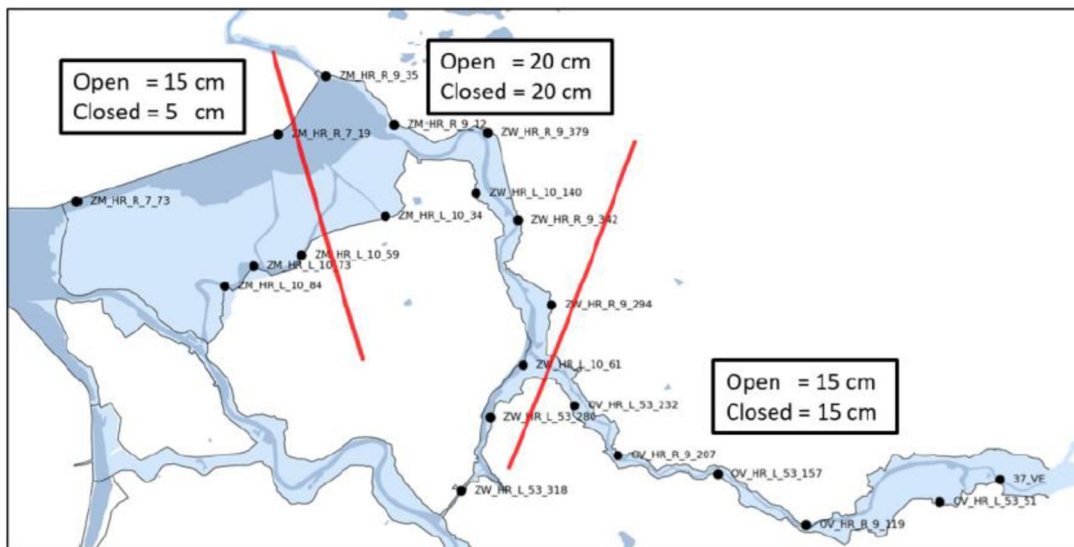
Indien niet met de aangepaste coëfficiënt in Riskeer wordt gerekend, dan mag de toets op maat niet toegepast worden, omdat de juiste golfcondities dan immers niet worden gebruikt.

Voor het project gras op zand kan direct gebruik worden gemaakt van deze ontwikkeling. Een meer praktische aanpak dan de omslachtige work-around in Bijlage J van [27] is om gebruik te maken van HydraNL, waarin de coëfficiënt c wel kan worden aangepast. De berekende hydraulische randvoorwaarden door HydraNL kunnen enigszins afwijken van Riskeer, echter verwacht wordt dat de afwijking beperkt is. Bovendien kan voor berekeningen met Riskeer en HydraNL waarbij $c = 0$ wordt toegepast een schatting van de afwijking worden verkregen. Naar verwachting levert toepassen van het in rekening brengen van de hoek van golfinval een optimalisatie voor de Vechtdijk.

2.4.3 Optimalisaties modelonzekerheden Vechtdijk

Door HKV is in opdracht van Rijkswaterstaat WVL een studie verricht naar modelonzekerheden in de Vechtdelta [28]. Door de manier waarop in het WBI2017 wordt omgegaan met onzekerheden worden soms (onrealistische) schattingen van de waterstand gegenereerd. In extreme gevallen kan dat voor de Vechtdelta tot 0,5 m te hoog zijn voor de normwaterstand. Ofwel de toename van de overschrijdingskans van een bepaalde waterstand kan een orde 10 à 100 groter zijn.

De studie heeft geleid tot een voorgestelde aanpassing van de standaarddeviatie van de modelonzekerheid voor de waterstand, zie Figuur 2.5. De in de figuur aangegeven ‘open’ en ‘closed’ betreffen de scenario’s met een open of gesloten Ramspolkering.



Figuur 2.5 Overzicht van de voorgestelde modelonzekerheden in de verschillende deelgebieden, overgenomen Figuur 39 uit [28]

Voor het project gras op zand langs de Vechtdijk kan dit consequenties hebben voor de omvang van het probleem van de kruinhoogte. Momenteel wordt gewerkt aan aanpassing van de hydraulische databases voor de Vechtdijk, zodat de aanscherpingen automatisch worden meegenomen. Er is echter nog geen zicht op oplevering van de databases. Tot die tijd kan grofstoffelijk inzicht worden verkregen door gebruik te maken van HydraNL, waarbij in de test-modus de modelonzekerheden handmatig kunnen worden aangepast.

3 Golfklapproeven 2013

3.1 Inleiding

In het verleden zijn verschillende proeven uitgevoerd naar grasbekledingen onder golfklapbelasting. Een overzicht tot 2015 is gegeven in [30]. Dit betreft allen situaties met gras op een substraat van klei. De proeven zijn voornamelijk uitgevoerd in golfgoten. Aangezien deze proeven geen gras op een substraat van zand bevatten worden deze verder niet beschouwd in voorliggend rapport.

In het kader van het WTI 2017 onderzoeksprogramma is in 2013 de golfklapgenerator ontworpen en gebouwd. Het ontwerpproces en de werking van de golfklapgenerator is beschreven in Deltares [3], [4] en [5] en is samengevat in Van Steeg et al. [11]. Aangezien met de golfklapgenerator wel proeven op gras met een substraat van zand zijn uitgevoerd worden deze proeven in dit hoofdstuk samengevat.



Figuur 3.1 Impressie van de golfklapgenerator

Vervolgens is deze simulator op veertien testsecties op vier locaties in Nederland toegepast: Harculo ("Ha.", 3 proeven), Oosterbierum ("Oo.", 5 proeven), Berkum ("Be.", 3 proeven) en Olst ("Ol.", 3 proeven). Deze proeven zijn beschreven in Infram [8], [9] en geanalyseerd in Deltares [6], [7] en Van Steeg et al. [12], [13]. Bij de locaties Berkum (Be) en Olst (Ol) was het substraat zand. Op de overige locaties was het substraat klei.

Tevens zijn in de Deltagoot testen uitgevoerd op een grasbekleding welke vanuit locaties 'Oosterbierum' en 'Harculo' naar de Deltagoot zijn getransporteerd. Dit is beschreven in Deltares [7] en Van Steeg et al. [12].

Twee van de proeven zijn met name relevant voor het onderzoek naar gras op zand, deze zijn nader bekeken (paragraaf 3.5 en 3.6) en leiden tot datapunten die bij verder onderzoek kunnen worden gebruikt (paragraaf 3.7).

3.2 Beschrijving testen

Bij de testsecties met de golfklapgenerator wordt onderscheid gemaakt in enerzijds 'normale testsecties' (vijf testen, Tabel 3.1) en anderzijds testsecties met een overgang of een object (negen testen, Tabel 3.2). Daarnaast onderscheiden de testsecties zich door de gras en klei

kwaliteit. In het kader van het onderzoek dat destijds is uitgevoerd (het bepalen van de zogenoemde reststerkte na ontstaan van een initiële kuil) is bij meerdere testsecties kunstmatige schade aangebracht alvorens de test werd uitgevoerd. Deze initiële schade bestond uit een cilindervormig gat met een diepte (loodrecht op het talud) van 0,2 m en een diameter van 0,3 m.

De graskwaliteit is op twee manieren bepaald:

- (1) De bedekkingsgraad: 50 x 50 frame met 81 meetpunten: per meetpunt wordt een naald gestoken welke wel of geen plantcontact heeft.
- (2) Worteldichtheidsmeting: conform de handmethode zoals beschreven in Sprangers en Arp [10], waarin de worteldichtheid wordt gemeten als functie van de diepte, leidend tot een kwalificatie van de worteldichtheid (goed/ matig/ slecht).

Het type grond is gebaseerd op het Attenberger diagram en op basis van de samenstelling van de grond welke vervolgens is geïnterpreteerd conform [2].

Tabel 3.1 Overzicht van de uitgevoerde testen zonder overgangen of objecten, graskwaliteit en grondsoort worden toegelicht in Van Steeg et al [12]

	Talud-helling	Bedeckingsgraad	Graskwal.	Categorie grond	< 2µm (klei)	2µm < 64µm (slib)	> 64µm (zand incl. grind)	Schade vooraf	# impacts
Oo.1	1:3	99%	goed	schrane klei	18%	32%	50%	ja	7001
Ha.1	1:3	86%	slecht	schrane klei	14%	17%	69%	ja	6014
Be.1	1:3	98%	matig	zand	0%	4%	96%	ja	2234
OI.1	1:2.5	78%	slecht	zand	2%	10%	88%	ja	3000
OI.3	1:2.5	64%	slecht	zand	2%	8%	90%	nee	1260

Tabel 3.2 Overzicht van de uitgevoerde testen met overgangen of objecten

LOCATION	TEST	DESCRIPTION	ORIENTATION	ARTIFICIAL INITIAL DAMAGE	TOTAL NR OF IMPACTS
OOSTERB.	Oo.3	stairs	vertical	yes	1000
OOSTERB.	Oo.4	stairs	vertical	no	1000
OOSTERB.	Oo.5	stairs + open concrete blocks	vertical	no	5000
OOSTERB.	Oo.7	artificial vertical structure	vertical	no	5800
HARCULO	Ha.2	pole	object	no	2500
HARCULO	Ha.3	horizontal asphalt road	horizontal	yes	2360
BERKUM	Be.2	open concrete blocks (clay)	horizontal	yes	3500
BERKUM	Be.3	open concrete blocks (sand)	horizontal	yes	4000
OLST	OI.2	concrete revetment	vertical	no	500

3.3 Hydraulische belasting

De hydraulische belasting is uitgevoerd door middel van de golfklapgenerator. Hierbij zijn werkelijke golfklappen zo goed als mogelijk nagebootst. In werkelijkheid bestaat een (stationaire) storm uit golven met verschillende magnitude welke ook tot verschillende golfklappen leidt. De verschillende parameters van de golfklappen (zoals maximum optredende druk, de breedte van de klap en de stijgsnelheid) zijn daarbij zo goed als mogelijk nagebootst. Hier zijn niet alle klappen nagebootst maar alleen de circa 1/3^e a 1/4^e zwaarste klappen. De hoogste 2% van de klappen zijn niet nagebootst. Het is nu mogelijk om het aantal klappen om te rekenen in een stormduur volgens:

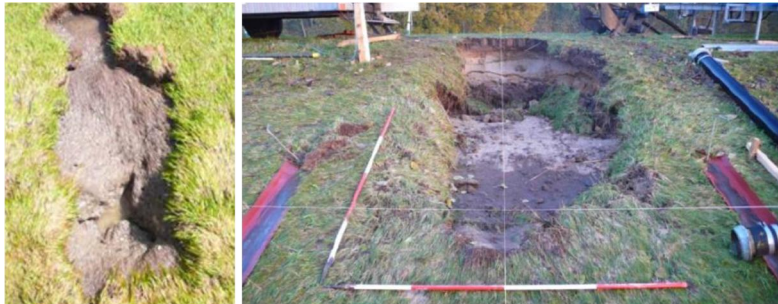
$$t_{storm} = \frac{1}{3600} \cdot \frac{N}{\chi} \cdot T_m \cdot f \quad (\text{Vgl. 3.1})$$

Waarbij t_{storm} de equivalente stormduur (uur), T_m (s) de aangenomen gemiddelde golfperiode ($T_m = 2,6$ s), χ het percentage gesimuleerde golven (voor Berkum en Olst is dit $0,25 - 0,02 = 0,23$), N het aantal golfklappen dat is toegepast (-) en f een correctiefactor ($f = 1$). Voor de specifieke proeven bij Berkum en Olst geldt derhalve:

$$t_{storm} = 0.00314N \quad (\text{Vgl. 3.2})$$

3.4 Beschrijving resultaten van de proeven

Een impressie van de schade aan de testsecties na afloop van de testen is weergegeven in Figuur 3.2 en Figuur 3.3.

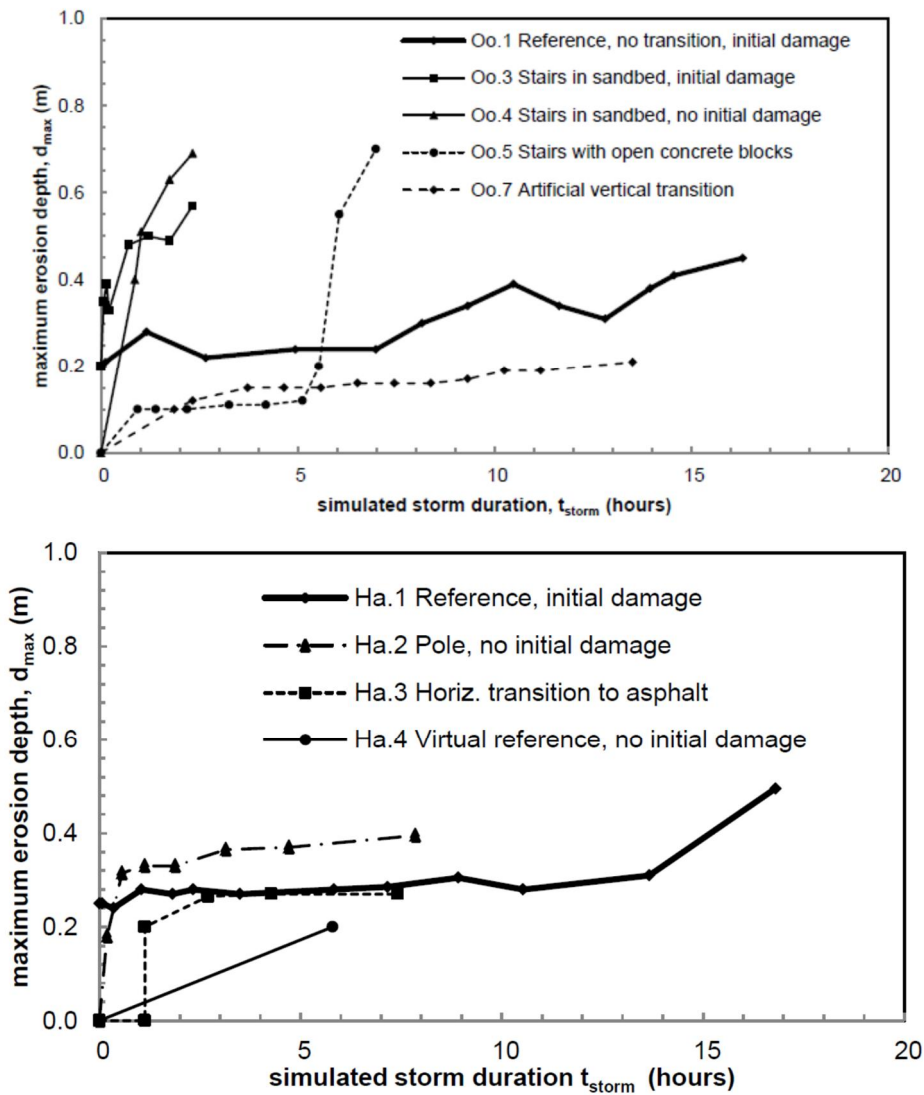


Figuur 3.2 Impressie schade aan het einde van de testen zonder overgangen. Links: Oosterbierum (Oo1) na 7001 klappen, rechts: Berkum (Be.1) na 2234 klappen

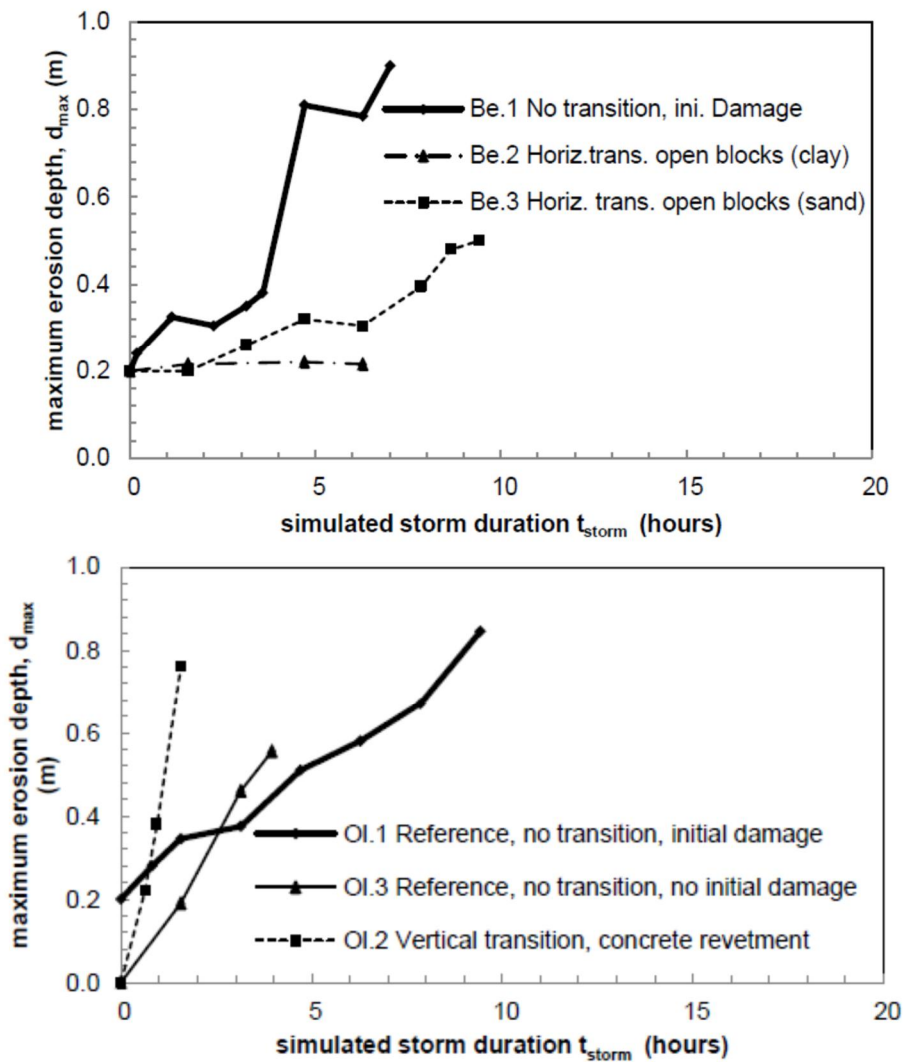


Figuur 3.3 Impressie schade aan het einde van de testen zonder overgangen. Links: Harculo (Ha.1) na 6014 klappen, rechts: Olst (Ol.1) na 3000 klappen

De resultaten van de testen zijn in Figuur 3.4 en Figuur 3.5 weergegeven als de maximum optredende diepte als functie van de equivalente stormduur conform Vgl. 3.2.



Figuur 3.4 Maximum erosiediepte als functie van equivalente stormduur. Boven: Oosterbierum, substraat klei. Onder: Harculo, substraat klei



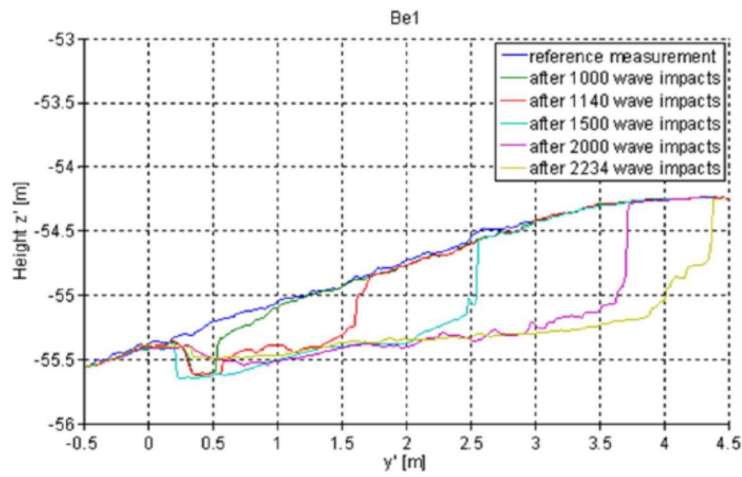
Figuur 3.5 Maximum erosiediepte als functie van equivalente stormduur. Boven: Berkum, substraat zand. Onder: Olst, substraat zand

Er wordt opgemerkt dat er, met name bij de testen met overgangen, verschillende detailopmerkingen van belang zijn welke mogelijk invloed hebben gehad op de resultaten. Deze zijn terug te vinden in Van Steeg et al. [12] en [13] welke tevens zijn weergegeven in Bijlage B en C.

Voor het onderzoek naar gras op zand zijn de proeven Be.1 en Ol.3 relevant. Deze worden in de volgende paragrafen nader beschreven.

3.5 Beschrijving schadeverloop Berkum (Be.1)

Het schadeverloop van Be.1 is weergegeven in Figuur 3.6 en ondersteund met foto's in Figuur 3.7.



Figuur 3.6 Schadeverloop bij testsectie Be.1 door de doorsnede waar het geërodeerde oppervlakte van de dwarsdoorsnede na afloop van de test maximaal was



Figure 1.1.1. Be.1 N = 0, initial damage
D = 0.30 m, d = 0.20 m



Figure 1.1.2. Be.1 N = 360



Figure 1.1.3 Be.1 N = 720



Figure 1.1.4. Be.1 N = 1000



Figure 1.1.5. Be.1 N = 1140

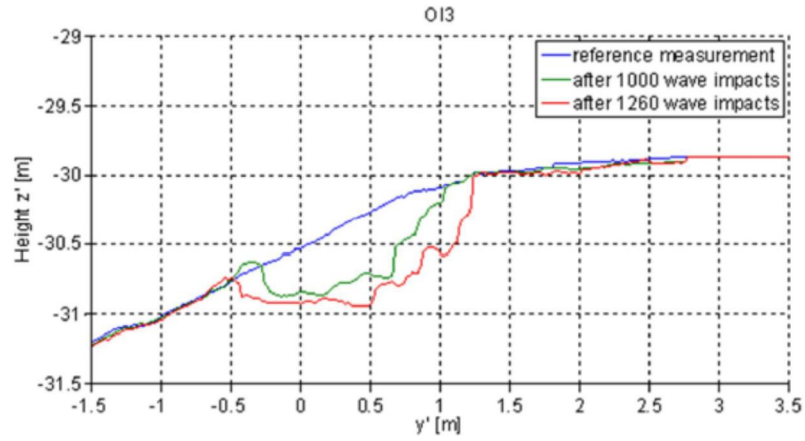


Figure 1.1.6. Be.1 N = 1500

Figuur 3.7 Schadeontwikkeling bij Be.1 (schaal in de foto's: De rood-witte vlakken hebben een lengte van 0,5 m. De stalen platen aan weerszijden van de testsectie (geleidingsschotten van de golfklapgenerator) liggen 2,9 m uit elkaar

3.6 Beschrijving schadeverloop Olst (Ol. 3)

Het schadeverloop van Ol.3 is weergegeven in Figuur 3.8 en ondersteund met foto's in Figuur 3.9.



Figuur 3.8 Schadeverloop bij testsectie Ol.3 door de doorsnede waar het geërodeerde oppervlakte van de dwarsdoorsnede na afloop van de test maximaal was

● = Crest of the dike

● = Toe of the dike

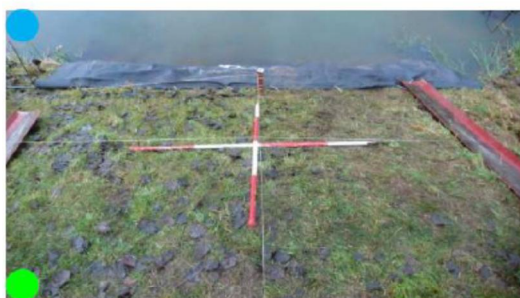


Figure 1.3.1. Ol.3 N = 0, no initial damage



Figure 1.3.2. Ol.3 N = 500



Figure 1.3.3. Ol.3 N = 1000



Figure 1.3.4. Ol.3 N = 1000 detail damage



Figure 1.3.5. Ol.3 N = 1260



Figure 1.3.6. Ol.3 N = 1260 detail damage

Figuur 3.9 Schadeontwikkeling bij Ol.1 (Schaal bij de foto's: De rood-witte vlakken hebben een lengte van 0,5 m. De stalen platen aan weerszijden van de testsectie (geleidingsschotten van de golfklapproeven) liggen 2,9 m uit elkaar. De foto's zijn vanuit verschillende hoeken gemaakt: om die reden zijn de teenzijde en de kruinzijde gemarkeerd met respectievelijk een blauwe en groene stip).

3.7 Samenvatting golfklapproeven Olst en Berkum 2013

Op basis van bovenstaande foto's en onderliggende rapportages is een moment vastgesteld waarop de toplaag is bezweken. Hoewel er geen strikte definitie van bezwijken van de toplaag beschikbaar is, zijn op basis van eerdere observaties van bezwijken van de toplaag de volgende bezwijkmomenten geschat (Tabel 3.3).

Tabel 3.3 Overzicht testen Be.1 en Ol. 3

	Be.1	Ol.3
kunstmatige initiële schade	Ja Diameter: 30 cm Diepte: 20 cm	nee
taludhelling	1:3	1:2.5
Bedekkingsgraad gras (raster [20])	98%	64%
graskwaliteit [20]	matig	slecht
Categorie grond	zand	zand
% klei/silt/zand (incl grind)	0%/4%/96%	2% / 8% / 90%
gesimuleerde significante golfhoogte	0,6 à 0,7 m	0,6 à 0,7 m
totaal aantal klappen	2234	1260
Inschatting bezwijken toplaag	1140 klappen (Figuur 3.7)	750 klappen (500 a 1000) (Figuur 3.9)
Inschatting bezwijken toplaag na gesimuleerde stormduur	3,6 uur	2,4 uur

Deze geschatte bezwijkmomenten van een gras op zand bekleding kunnen worden meegenomen als datapunten bij de onderbouwing van standtijdlijnen voor gras op zand in de golfklapzone.

Hierbij gelden de volgende kanttekeningen:

- Be.1 had een initiële schade, het is daarom aannemelijk dat het datapunt te ongunstig ligt (eigenlijke standtijd langer).
- De graskwaliteit is niet beoordeeld en gecategoriseerd conform de WBI2017 methode (open of gesloten zode). Met een bedekking van 98% zal bij Be.1 sprake zijn geweest van een gesloten zode. Bij Ol.3, bij een bedekkingsgraad van 64% is het onzeker of deze open of gesloten was.

4 Golfverslagproeven 2010

4.1 Inleiding

In de periode van 2007 tot en met heden zijn tientallen golfverslagproeven uitgevoerd. De proeven hebben onder andere geleid tot de huidige rekenregels voor de beoordeling en het ontwerp van grasbekledingen op de kruin en het binnentalud van dijken. Met uitzondering van de proeven in 2010 op de Vechtdijk waren de proeven allemaal op grasbekledingen op een kleisubstraat.

Op de Vechtdijk nabij Zwolle zijn in het kader van het WTI 2012 programma (later WBI2017) golfverslagproeven uitgevoerd (Figuur 4.1). De proeven zijn gerapporteerd in [14], [15], [16] en [17]. Later heeft er een heranalyse van de proeven plaatsgevonden [18]. In het kader van dijkverbetering Zwolle-Olst zijn voor de bepaling van de kansrijkheid van het handhaven van de gras op zand bekleding oriënterende kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet afgeleid voor toepassing van gras op zand op basis van de Vechtdijkproeven [19].



Figuur 4.1 Proeflocatie golfverslagproeven Vechtdijk 2010 (Google Maps en [16])

De proeven zijn destijds (2010) op de Vechtdijk uitgevoerd, vanwege vragen over de invloed van het zandgehalte op de erosiebestendigheid van de grasbekleding. In de voorganger van het WBI2017, het Voorschrift Toetsen op Veiligheid 2006 (VTV2006), werd een eis van maximaal 50% zand (massa/massa) gesteld voor een matige zode en maximaal 70% zand voor een goede zode. Heel wat dijken voldeden niet aan deze eis en konden niet worden beoordeeld. Eerdere overslagproeven bij een zandgehalte van ruim boven de 60% deden vermoeden dat het zandgehalte niet zo belangrijk was als de eisen deden vermoeden.

4.2 Beschrijving van de dijk, vegetatie en substraat

Er zijn 4 teststroken beproefd en op één aparte strook zijn hydraulische metingen verricht (stroken 1,2,3, 4 en HM in Figuur 4.1).

De karakteristieken van de beproefde teststroken staan in Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Karakteristieken proefstroken, graskwaliteit conform VTV2006 [20]

Strook	Beschrijving	Taludhelling	Graskwaliteit VTV2006 Bijlage 8-1				Substraat
			Beheer	Bedekking (raster)	Grasland-type*	Doorworteling	
1	Buitalud met wegovertgang van grasbetonstenen Grasbetonstenen op kruin	Boventalud 1:2.75 Overgang 1:7.5 Ondertalud 1:3.8	Hooien zonder bemesten	77	w2	goed	88-92% zand; ca. 2% lutum
2	Binnentalud met boom Grasbetonstenen op kruin	1:4.9	Hooien zonder bemesten	80	w2	goed	88-92% zand; ca. 2% lutum
3	Binnentalud Grasbetonstenen op kruin	1:4.9	Hooien zonder bemesten	86	w2	goed	88-92% zand; ca. 2% lutum
4	Binnentalud Grasbetonstenen op kruin	1:4.9	Hooien zonder bemesten	93	w2	goed	88-92% zand; ca. 2% lutum
HM	Binnentalud Grasbetonstenen op kruin	1:4.9	Hooien zonder bemesten	86	w2	goed	88-92% zand; ca. 2% lutum

* Graslandtype w2 is soortenarme kamgrasweide

Hoewel de proeven werden uitgevoerd voordat de WBI2017 classificatie van een open of een gesloten zode bestond, is het vrijwel zeker dat hier sprake was van een gesloten zode.

De belasting heeft per strook bestaan uit een gesimuleerde golfhoogte van 1, 2 of 3 m en een golfoverslagdebiet dat per strook ophiep van 0,1, 1, 10, 30, 50 l/s per m, elk gedurende een stormconditie van 6 uur. Bij falen van de toplaag, na bijvoorbeeld 2 uur 50 l/s per m heeft de toplaag ook achtereenvolgens 6 uur 0,1; 6 uur 1, 6 uur 10 en 6 uur 30 l/s per m doorstaan. De simulator stond op de kruin van de dijk. Een deel van de kruin en het hele binnentalud tot en met de teen zijn beproefd.



Figuur 4.2 Proefstrook 1 met overgang initiële situatie (links van onder naar boven, rechts van boven naar onder)



Figuur 4.3 Proefstrook 2 met boom initiële situatie (links van onder naar boven, rechts van boven naar onder)



Figuur 4.4 Proefstrook 3 initiële situatie (links van onder naar boven, rechts van boven naar onder)



Figuur 4.5 Proefstrook 4 initiële situatie (links van onder naar boven, rechts van boven naar onder)

4.3 Beschrijving van de proefresultaten

Voor het project gras op zand zijn de hoofdvragen van belang of de modellering van erosie van gras op zand in beginsel gelijk is aan die van gras op een substraat van klei en als dat zo is welke rekenwaarden van erosieparameters gelden voor gras op substraat van zand.

Tijdens de proeven is waargenomen dat het erosieproces hetzelfde verloopt als bij gras op een substraat van klei. In [16] wordt de onderstaande observatie gegeven, die letterlijk is overgenomen:

Na de start van een proef op een proefstrook:

- Spoelt bij de kleinste debieten al het losse materiaal op het talud (bladeren, los gras/hooi, losse grond van bijvoorbeeld molshopen) weg. Het gras wordt door het water dakpansgewijs naar beneden gericht. Dit leidt al direct tot een grote visuele verandering van het talud.
- Vervolgens wordt organisch materiaal/grond rond de wortelhalzen van de grasplantjes weggespoeld. De grasmat begint daardoor wat kalig/holler te ogen.
- De kleine golven van de eerste proeven hebben weinig of geen zichtbaar effect, maar de ontwikkeling gaat gestaag door waarbij het grastalud als het ware “in de week” wordt gezet.
- Plaatselijk ontstaan kale plekken in het gras (meest rond initiële beschadigingen, molshopen en discontinuïteiten op en in het talud) maar er ontstaan geen erosiekuilen.
- Rond het debiet van 5 l/s per m ontstaat oppervlakkige erosie van de grasmat. De grasmat verdwijnt en er ontstaan gaten met een diepte van orde 10 cm (5 tot 15cm). Het oppervlak van de geërodeerde grasmat bestaat uit sterk doorwortelde grond.
- De doorwortelde grond voelt stevig aan en is behoorlijk erosiebestendig.
- De in de loop van de proef steeds vaker voorkomende grote(re) golven (> 1000/1500 l/m) kunnen per golf een zichtbaar effect op de grasmat of erosiekuilen opleveren.
- De oppervlakkige erosiegaten breiden zich relatief snel naar beneden uit, meestal in de vorm van langgerekte geulen met een breedte van 15 tot 30 cm. Uitbreiding in de breedte treedt niet of slechts langzaam op.
- Vervolgens kan in de loop van de tijd en als gevolg van een steeds groter overslagdebiet lokaal een verdieping van de erosievlak optreden. Ook hier geldt dat er pas bij de echt grote golven (volle bak) een sprongsgewijze ontwikkeling plaatsvindt.
- De erosiegeulen verbreden zich en beginnen samen te vallen.
- Bij het bereiken van de zandkern begint zand uit te spoelen waardoor de toplaag wordt ondermijnd.
- Zodra dit leidt tot instorting begint de head cut erosie die in tegenstelling tot de oppervlakkige erosie zich snel naar boven uitbreidt. Deze situatie is als regel vrijwel direct aanleiding de proef definitief te staken.
- Door uittreidend water zal, na stopzetten van de proef, de uitbreiding van het erosiegat nog ca. 0,5 uur doorgaan.

Bij 2 van de 4 proefstroken (3 en 4) is de toplaag op het talud geërodeerd en moest als gevolg van het ontstane erosiegat de proef vroegtijdig gestaakt worden. Op de proefstroken 1 en 2 is de proef gestaakt door erosiekuilen rond de niet waterkerende objecten oprit en boom. Op proefstrook 3 is de proef beëindigd na ruim 2 uur beproeven met 50 l/s per m. Op proefstrook 4 was dit tijdens de eerste 2 uur van de proef met 30 l/s per m. In tegenstelling tot proefstrook 3 (rivierregime) is op proefstrook de erosiegevoeligheid van de bekleding met een zwaar zeeregime beproefd. Hoewel minder golven het gras belasten dan op proefstrook 3, is het volume van deze golven wel groter. De vele kleine golven lijken minder snel vat op de toplaag te krijgen dan een kleiner aantal grote golven.

Bij proefstrook 1 en 2 heeft erosie van de toplaag niet geleid tot het staken van de proef (bij de proefstrook 3 en 4 wel). Hoewel her en der op het talud de toplaag enigszins erodeerde, moest de proef op proefstrook 1 gestaakt worden nadat de stenen van de oprit werden gelicht en door uitspoeling van het onder deze verharding gelegen zand snel een groot erosiegat ontstond. Bij proefstrook 2 erodeerde de grasbekleding rondom de boom, waarna, na uitspoeling van het zand, ondermijning van het talud plaatsvond en het erosiegat zich stroomopwaarts uitbreidde.

Bij proefstrook 4 werd na het “afstropen” van de grasbekleding pas zichtbaar dat het de toplaag zwaar “gehavend” was : het talud oogde als een soort van gatenkaas door de honderden (!) mollengaten. De zichtbare zandige toplaag voelde echter stevig aan (wellicht mede als gevolg van de nog volop aanwezige graswortels). Het is lastig te kwantificeren in hoeverre de mollengaten een bijdrage hebben geleverd aan het eroderen van de toplaag. Wel kan worden gesteld dat door

de in de toplaag aanwezige mollengaten het overslaande water gemakkelijker vat kon krijgen op het onder de toplaag gelegen zand en de toplaag uiteindelijk dus gemakkelijk kon worden ondermijnd.

In tegenstelling tot eerdere proeven (Afsluitdijk, Friese Waddenzeedijk en de Zeeuwse dijken) was de overgang tussen talud en teen geen potentiële locatie voor begin van schade. Omdat de overgang relatief flauw was en geleidelijk verliep, werd de neerwaarts gerichte stroming op het talud niet abrupt omgebogen naar een horizontale stroming. Bij de teen is bij de proeven op de Vechtdijk dan ook geen tot weinig schade opgetreden.

Opgemerkt kan worden dat op de plekken waar mos aanwezig was weinig tot geen slijtage van de toplaag optrad. Mogelijk speelt de sponswerking van het mos hierbij een rol aangezien het overslaande water in het mos blijft hangen en een buffer creëert. (Einde overgenomen tekst uit [16])

De ontwikkeling van schade wordt geïllustreerd met de volgende opvolgende beelden van strook 3 (Figuur 4.6).



Na 6 uur 0,1; 1 ; 10 en 1:20 uur 30 l/s per m



3:07 uur 30 l/s per m



6 uur 30 l/s per m



2:00 uur 50 l/s per m

Figuur 4.6 Schadeontwikkeling strook 3

De belastingen en de momenten van schade en falen van de toplaag (zie paragraaf 2.2) staan in Tabel 4.2. In deze tabel staan tevens de verwijzingen naar de foto's van de bijbehorende schade die zijn opgenomen in Bijlage A.

Tabel 4.2 Belasting bij schade en doorbraak toplaag

Strook	Gesimuleerde golfhoogte	Schade/ falen	Belasting (l/s per m)	Foto Bijlage 8A
1 Buitentalud met overgang (Talud)	$H_s = 2$ m	Eerste schade (min 0,15x0,15) Meerdere locaties kale plekken Geen bezwijken talud na (proef gestaakt vanwege falen overgang)	0,1; 6:00 uur 1 0,1; 1; 5; 3:00 uur 10 0,1; 1; 5; 10; 30; 0:23 uur 50	B36-B41
1 Buitentalud met overgang (Overgang)	$H_s = 2$ m	Begin ondermijning overgang Gestopt oncontroleerbaar mechanisme	0,1; 1; 5; 6:00 uur 10 0,1; 1; 5; 10; 30; 0:23 uur 50	B36-B41
2 Binnentalud met boom (Talud)	$H_s = 2$ m	Eerste schade (min 0,15x0,15) Meerdere locaties kale plekken Geen bezwijken talud na (proef gestaakt vanwege falen overgang bij boom)	0,1; 1; 5; 4:00 uur 10 0,1; 1; 5; 10; 2:00 uur 30 0,1; 1; 5; 10; 30; 1:01 uur 50	B42-B48
2 Binnentalud met boom (Boom)	$H_s = 2$ m	Eerste boomwortel geërodeerd Grote erosie van wortels, zand zichtbaar Gestopt oncontroleerbaar mechanisme	0,1; 1; 5; 4:00 uur 10 0,1; 1; 5; 10; 2:00 uur 30 0,1; 1; 5; 10; 5:30 uur 30	B42-B48
3 Binnentalud	$H_s = 1$ m	Eerste schade (min 0,15x0,15) Meerdere locaties kale plekken Zand komt vrij (doorbraak toplaag) Gestopt oncontroleerbaar mechanisme	0,1; 1; 10; 1:58 uur 30 0,1; 1; 10; 6:00 uur 30 0,1; 1; 10; 30; 2:00 uur 50 0,1; 1; 10; 30; 2:07 uur 50	B55-B59
4 Binnentalud	$H_s = 3$ m	Eerste schade (min 0,15x0,15) Meerdere locaties kale plekken Zand komt vrij (doorbraak toplaag) Gestopt oncontroleerbaar mechanisme	0,1; 1; 2:00 uur 5 0,1; 1; 6:00 uur 5 0,1; 1; 5; 6:00 uur 10 0,1; 1; 5; 10; 1:03 uur 30	B49-B54
HM Binnentalud	Oplopende volumes 200 – 5.500 l/m	Meerdere kale plekken	Einde HM	B61-B64

Op de kruin liggen grasbetonstenen, net als op meer dijkstrekkings van de Vechtdijk, die aanvankelijk nauwelijks zichtbaar waren doordat ze waren overgroeit met de grasbekleding. Door de golfoverslagproeven zijn op sommige plekken de grasbetonstenen schoongespoeld. De erosie was echter beperkt, zeker ten opzichte van de erosie van de taluds. Zonder een uitspraak te kunnen doen over de erosiebestendigheid van de grasbetonstenen op de kruin, kan wel gesteld worden dat ze tijdens de proeven niet de zwakke plek vormden.

De proefresultaten van de Vechtdijk zijn geanalyseerd in [17] en later in [18]. De heranalyse is uitgevoerd vanwege nieuwe inzichten over versnelling van de stroming op het talud, afhankelijk van de taludlengte en helling. De proefresultaten op de Vechtdijk liggen aan de basis van de momenteel in gebruik zijnde combinatie van U_c en de kritische cumulatieve overbelasting D van $7000 \text{ m}^2/\text{s}^2$. Met de cumulatieve overbelastingmethode zijn de proefresultaten teruggerekend, hetgeen heeft geresulteerd in een verwachtingswaarde van de kritische snelheid U_c van 3,5 m/s voor de specifieke proeflocatie op de Vechtdijk.

Op basis van het beeld van eerdere proeven over de variabiliteit van U_c is op basis van expert judgement gekomen tot een standaarddeviatie van 0,5 m/s voor een gesloten zode op zand [22].

4.4 Kansverdelingen kritisch golfoverslagdebiet voor Zwolle-Olst op basis van Vechtdijkproeven

Specifiek voor oriënterende berekeningen naar de kansen voor het handhaven van de grasbekleding op de IJsseldijk tussen Zwolle en Olst is een memo opgesteld waarin kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet zijn afgeleid. Het memo is opgenomen in Bijlage D. De kansverdelingen zijn gebaseerd op de resultaten van de golfoverslagproeven op de Vechtdijk.

De gebruikte methode voor het afleiden van de kansverdelingen was dezelfde als gehanteerd in het achtergrondrapport van het Ol2014v4 [22] (paragraaf 2.3.2). Enkele afwijkingen hiervan zijn:

- Er is specifiek gekeken naar drie aangeleverde dwarsprofielen. De geometrie van het buitentalud is overgenomen in plaats van het standaard buitentalud van 1:4 in [22].
- Voor de belastingduur is vijf uur aangehouden in plaats van drie uur, omdat de waterstanden bij de gekozen dwarsprofielen vooral worden gedomineerd door de afvoer van de IJssel.
- Voor de versnellingsfactor is gebruik gemaakt van 1,0 (geldig op de kruin) en 1,4 (geldig op het talud).
- De erosiebestendigheidspaarparameter U_c (m/s) van de grasmat is gebaseerd op de proeven bij de Vechtdijk. Verondersteld op basis van de proefneming op de Vechtdijk is een verwachtingswaarde van 3,5 m/s. Op basis van expert judgement, gezien de variabiliteit bij gras op klei, is uitgegaan van een standaardafwijking van 0,5 m/s met een normale verdeling.
- Rekening houden met 'nette' overgangen en objecten conform:
Alleen geometrische overgang talud – achterland $\alpha_M = 1,1$ en $\alpha_S = 1$.
'gemiddelde overgang' bijvoorbeeld een boom, $\alpha_M = 1,5$ en $\alpha_S = 0,9$.
Worst case overgang, $\alpha_M = 1,8$ en $\alpha_S = 0,9$.
- Bij een nette overgang sluit het wortelnet van de gesloten zode aan op het object of de overgang.

Het resultaat van de berekeningen staat in Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet voor diverse scenario's voor gras op zand (enkel gebaseerd op de golfoverslagproven op de Vechtdijk), gekarakteriseerd door μ (l/s per m) en σ (l/s per m) overgenomen uit Bijlage D

Scenario	Golfhoogte H _{mo} (m)	μ (l/s/m)	σ (l/s/m)
Kruin, geen overgang $\alpha_a=1, \alpha_M=1, \alpha_S=1$	0,5	38	26
	1	14	4,9
	1,5	11	2,8
Talud geen overgang $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1, \alpha_S=1$	0,5	9,3	4,5
	1	6,3	2,0
	1,5	5,9	1,3
(onvermijdelijke) overgang talud-achterland $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,1, \alpha_S=1,0$	0,5	2,4	0,77
	1	2,4	0,54
	1,5	2,7	0,50
'gemiddelde' overgang, zoals een boom op het binnentalud $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,5, \alpha_S=0,9$	0,5	1,2	0,33
	1	1,3	0,24
	1,5	1,9	0,37
Worst case overgang $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,8, \alpha_S=0,9$	0,5	1,0	0,29
	1	1,0	0,17
	1,5	1,4	0,23

5 Kleine golfgootproeven op gras op een substraat van zand/ zeer zandige klei in de golfklapzone

Eind jaren 80 van de vorige eeuw zijn kleine golfgootproeven uitgevoerd op grasbekledingen gestoken uit dijken in het rivierengebied. De proeven zijn gerapporteerd in een afstudeerverslag [29] en de proefresultaten zijn meegenomen in het onderzoek gerapporteerd in [21]. De proefstukken waren circa 0,3 m dik, 0,7 m breed en 3 m lang. De proefstukken zijn geplaatst onder een helling van 1:1,5 en beproefd met een golfhoogte van ca. 0,25 m gedurende meerdere dagen. Er zijn proeven uitgevoerd met zowel regelmatige als onregelmatige golven. De proefstukken zijn verzameld op vijf locaties, waarvan er twee een zeer zandig substraat hadden. Locaties Twello, binnentalud langs de IJssel en Terwolde, buitentalud langs de IJssel.

Terwolde (locatiecode LG3):

Intensief gebruikt weiland, met name beweid met runderen. Veel open plekken door vertrapping. Bemesting met kunstmest en drijfmest, ca 200 kg stikstof per hectare per jaar. Weilandvegetatie gedomineerd door glanshaver en Engels raaigras, voorkomen van ruigtekruiden. Lage natuurwaarde. Expositie Noord Oost.

Twello (locatiecode LG4):

De proefstukken zijn gestoken op de bovenste helft van het binnentalud. Het betreft hooiland, laag productief, met een beheer van twee keer per jaar maaien en afvoeren, zonder bemesting. Soortenrijk, hoge natuurwaarde. Expositie Zuid.

Granulaire samenstelling:

- Terwolde wortellaag lutum 7% silt 14.5% zand 77% grind 1.5%.
- Terwolde onderlaag lutum 7% silt 12% zand 78.5% grind 2.5%.
- Twello wortellaag lutum 10% silt 17% zand 72.5% grind 0.5%.
- Twello onderlaag lutum 10.5% silt 16% zand 73.5% grind 0%.

Humus, kalk gehalte en Atterbergse grenzen:

- Terwolde wortellaag humus 7.85% kalk 6.2% vloeigr.- Plast.Index -.
- Terwolde onderlaag humus 3.05% kalk 4.3% vloeigr.- Plast.Index -.
- Twello wortellaag humus 4.60% kalk 7.0% vloeigr. 29.5% Plast.Index 5.6.
- Twello onderlaag humus 3.73% kalk 7.3% vloeigr. 26.5% Plast.Index 5.6.

Het substraat van het proefstuk Twello mag net klei worden genoemd, het substraat van het proefstuk bij Terwolde betreft zand.

De proefneming Terwolde (gras op zand) is samengevat in Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Samenvatting proefneming proefstuk Terwolde (gras op zand)

locatie nr.	proef-periode	helling	golf-periode	gemiddelde golfhogte	opmerking
LG310	16/10-23/10	34°	1.56	23.9	onveranderd andere goot gat in wortellaag gat door wortellaag
LG311	23/10-26/10	34°	1.54	26.5	
LG312	26/10-27/10	34°	1.54	26.5	
LG313	27/10	34°	1.54	25.7	

Gedurende de eerste zeven dagen bij een golfhogte van 23,9 cm erodeerde het proefstuk nauwelijks. Het proefstuk is overgeplaatst naar een goot waar een iets hogere golfhogte mogelijk was, 26,5 cm. Na meerdere dagen golven zonder noemenswaardige erosie is een gat in de grasbekleding gemaakt van 10x12 cm tot in de wortellaag. Nadat er wederom geen erosie optrad is een groter gat van 20x30 cm door de wortellaag heen gemaakt. De exacte diepte van de gaten is niet teruggevonden in de rapportage. Nadat het gat door de wortellaag was aangebracht ging de erosie vrij snel, waarbij opgemerkt dat de zodelaag intact bleef, maar het zand onder de zodelaag vandaan spoelde.

De proefneming Twello (gras op zeer zandige klei) is samengevat in Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Samenvatting proefneming proefstuk Twello (gras op zeer zandige klei)

nr.	periode		periode	golfhogte	
LG410	16/10	34°	1.54	29.2	onveranderd

Bij het steken van dit proefstuk is het gebroken in drie stukken. Aanvankelijk leek er weinig te gebeuren, de breuken (doorgaande scheuren) leken vrij gunstig gesitueerd ten opzichte van de aangevallen zone rond de waterlijn. Het golfspectrum bevatte echter golven met een hoogte tot circa 35 cm, die een van de breuklijnen in het proefstuk waarschijnlijk heeft bereikt en daar zeer snel voor erosie heeft gezorgd. Ergens tussen de 5 en 7 uur na aanvang van de proef is het proefstuk catastrofaal gefaald als gevolg van de doorgaande scheur.

De conclusie was dat een dichte grasbekleding, ook op een zand of zeer zandige ondergrond langdurig bestand is tegen golven in de orde van 0,25 m, maar dat de bekleding van gras op zand kwetsbaar is voor beschadigingen die door de wortellaag heen gaan.

6 Onderzoek Zwolle-Olst

In het winterseizoen 2020-2021 heeft onderzoek plaatsgevonden naar de erosiebestendigheid van de grasbekleding op dijktraject Zwolle-Olst. Ook hier is het substraat zand, of zeer zandig. De rapportage van dit onderzoek was nog niet beschikbaar en zal in latere producten worden meegenomen.

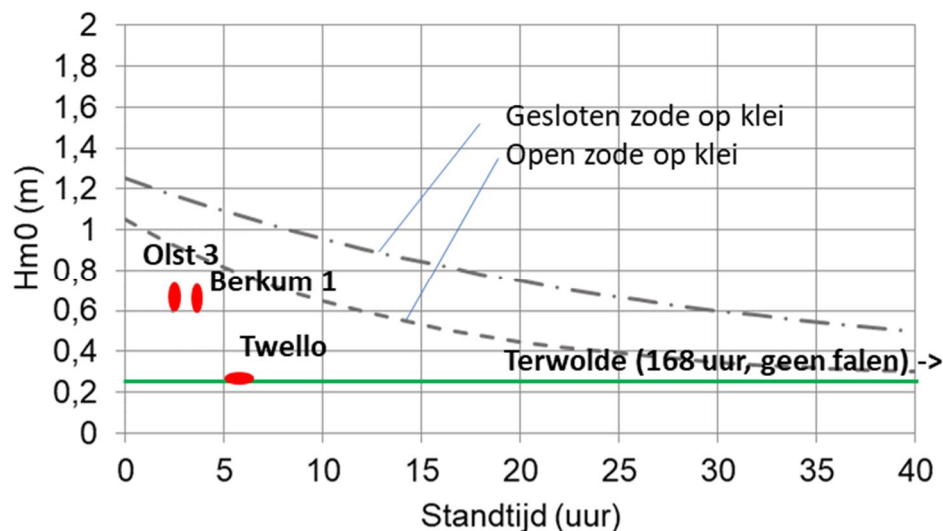
7 Conclusies

De hoofdvragen waarop met onderzoek beoogd wordt antwoord te geven zijn:

1. Is het standtijdlijnmodel voor golfklappen voor graserosie buitentalud (GEBU) toepasbaar voor situaties met gras op zand, en zo ja, wat zijn dan de rekenwaarden voor de a, b en c in de standtijdlijn in de methode voor golfklappen op gras op zanddijken?
2. Wat is, voor de golfoverslag, de kansverdeling van falen van grasbekledingen op kruin en binnentalud (GEKB) op zanddijken?

Ad 1

Er kan nog niet worden geconcludeerd dat het standtijdlijn model toepasbaar zal zijn. Er zijn slechts enkele ervaringen met golfklapproeven beschikbaar, waarbij het faalgedrag onderling verschillend was. Mogelijke oorzaak van het afwijkende faalgedrag was de slechte staat van de zode (Olst, lage bedekking, en Twello, gescheurd bij steken van het proefstuk). Voor de gesloten zode op zand (Berkum en Terwolde) lijkt het faalgedrag vergelijkbaar met gras op klei. De lange standtijd bij lage golven voor gras op zand en de relatief korte standtijd bij een golfhoogte van 0,6 à 0,7 m geeft de indicatie dat de standtijdlijn geschikt kunnen worden gemaakt voor de beschrijving van het faalgedrag indien de grasmat voldoende gesloten is.



Figuur 7.1 Golfklapproeven gras op (bijna) zand, standtijd (uur) tegen golfhoogte H_{m0} (m)

De proeven geven nog onvoldoende basis voor rekenwaarden van de coëfficiënten. Ook de ten aanzien van de classificering van de grasbekledingen moet nog een slag worden gemaakt. Het is namelijk niet bekend hoe de grasbekledingen uit de proeven zich verhouden tot hetgeen op de Vechtdijk aanwezig is. Als de bekleding op de Vechtdijk vergelijkbaar is met die van de hier gerapporteerde proeven, dan kunnen deze proeven als datapunten worden meegenomen.

Ad 2

De gesloten zode op zand op de Vechtdijk, zoals met de golfoverslagsimulator in 2010, is minder erosiebestendig dan gras op klei, maar de erosiebestendigheid is substantieel en het erosieve gedrag is vergelijkbaar met die van gras op klei. De proeven op de Vechtdijk geven een schatting van de kritische stroomsnelheid van gras op zand ($U_c = 3,5$ m/s) en hiervan afgeleide kansverdelingen van het kritisch golfoverslagdebiet (Tabel 4.3). In hoeverre de overige

dijkstrekkingen langs de Vecht zich vergelijken met wat hier in 2010 is beproeft zal moeten blijken uit het vervolgonderzoek.

Er zijn drie kennisontwikkelingen beschreven op het gebied van hydraulische belasting. Hierover wordt geconcludeerd:

1. **Optimalisatie golfhoogteverdeling bij relatief ondiep water volgens Battjes Groenendijk.** De ontwikkeling is in eerste instantie bedoeld voor erosie in de golfploopzone. Dit is nog niet direct toepasbaar voor beoordeling van erosie door golfoverslag. Dit kan wel een optimalisatie worden, de ontwikkelingen moet worden gevolgd. Als bij het relevantie-onderzoek (product 2) wordt gekeken naar illustratiepunten van de Riskeer GEKB berekeningen, dan kan voor die waterdieptes en golfcondities indicatief worden gekeken wat de invloed van toepassing van het Battjes-Groenendijk spectrum kan gaan betekenen.
2. **In rekening brengen van scheve golfval in de golfklapzone.** Dit is direct toepasbaar voor de Vechtdijk in combinatie met Hydra-NL.
3. **Optimalisatie modelonzekerheid standaarddeviatie van de waterstand.** Dit is in combinatie met Hydra-NL toepasbaar, maar hiermee kunnen geen GEKB berekeningen worden gemaakt. In Riskeer waarmee wel GEKB berekeningen worden gemaakt, is de optimalisatie nog niet toepasbaar, omdat hiervoor de hydraulische databases voor de Vechtdijk moeten worden aangepast. Als dit is gebeurd, dan is het toepasbaar in het project. Ook wordt verwacht dat ook de golfhoogtes met de nieuwe hydraulische databases wat lager zullen worden. Indien deze tijdig beschikbaar zijn, of er een heldere verwachting bestaat van de wijziging van golfcondities, dan kan dit worden meegenomen bij de beslissing over de te simuleren en genereren golfcondities bij de grootschalige erosieproeven.

8 Referenties

- [1] Plan van Aanpak Grasonderzoek, Verdere ontwikkeling van rekenregels op gras voor keringen, versie 1.0.0 definitief, d.d. 1 augustus 2019, G.J. Steendam et al., Waterschap Drents Overijsselse Delta en Infram Hydren.
- [2] Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, Rijkwaterstaat, definitief 25-10-2012.
- [3] Deltares, 2012a. Reststerkte van gras op rivierdijken bij golfbelasting SBW onderzoek. Fase 1a: Ontwikkeling golfklapgenerator. *Deltares report 1206012.012*, April 2012.
- [4] Deltares, 2012b. 'Residual strength of grass on river dikes under wave attack. SBW research. Phase 1b: Development of improved wave impact generator', *Deltares report 1206012.012*, August 2012.
- [5] Deltares, 2013a. Residual strength of grass on river dikes under wave attack. WTI-2017, Cluster 5. Phase 1c: Evaluation of wave impact generator and measurements based on prototype testing on the Sedyk near Oosterbierum, *Deltares report 1207811.008*, April, 2013.
- [6] Deltares, 2013b. Residual strength of grass on river dikes under wave attack, WTI-2017 Cluster 5. Phase 2: Analysis of wave impact generator tests on 4 dike locations, *Deltares report 1207811-008-HYE-0005*, October 2013.
- [7] Deltares, 2014. Residual strength of grass on river dikes under wave attack. Phase 3: Large – scale physical model tests in the Delta Flume (Harculo and Oosterbierum). *Deltares report 1207811-009-HYE-0011*.
- [8] Infram, 2012. Factual report. Wave impact tests Slachtedyk –Sedyk, *Infram report 12i005*, October 2012.
- [9] Infram, 2013. Factual report wave impact tests – Harculo, Berkum and Olst, *Infram report 12i072*.
- [10] Sprangers, J.T.C.M. and Arp, W.J., 1999. Toetsingsparameters dijkgrasland. Indicatorsoorten dijkgraslandtypen en worteldichtheidsbepalingen (handmethode). *IBN-Rapport*.
- [11] Van Steeg, P., Klein Breteler, M. and Labrujere, A., 2014a. Design of wave impact generator to test stability of grass slopes under wave attack, *5th Conf. on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection, Coastlab*, 29 September. – 2 October 2014, Varna, Bulgaria.
- [12] Van Steeg, P., Klein Breteler, M. and Labrujere, A., 2014b. Use of wave impact generator and wave flume to determine strength of outer slopes of grass dikes under wave loads, *34th Int. Conf. on Coastal Engineering*, 15-20 June 2014, Seoul, Korea.
- [13] Van Steeg, P., Labrujere, A. and Mom, R., 2015. Transitions structures in grass covered slopes of primary flood defences tested with the wave impact generator. *E-proceedings of the 36th IAHR World congress*, 28 June- 3 July, 2015, The Hague, The Netherlands
- [14] SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 4A Modelontwikkeling Vechtdijk, Deltares kenmerk 1201541-000-GEO-0021, juni 2010.
- [15] SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 4B Predictie Vechtdijk, Deltares kenmerk 1201541-000-GEO-0023, versie 2, juni 2010.
- [16] Factual report Overslagproef Vechtdijk, Infram kenmerk 09i068, september 2010.
- [17] SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 4D Evaluatie Vechtdijk, Deltares kenmerk 1201541-000-GEO-0024, versie 4, december 2010.
- [18] WTI Onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium, Product 5.12 Analyses grass erosion in wave run-up and wave overtopping conditions, Deltares kenmerk 1209437-005-HYE-0003, versie 3, maart 2015.
- [19] Memo Kansverdelingen kritisch overslaggebied gras op zand Zwolle Olst, d.d. 22 januari 2019, van A. van Hoven, Deltares, aan J. Gruppen van Drents Overijsselse Delta.

- [20] Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007.
- [21] Studie voor richtlijnen klei op dijktaluds in het rivierengebied, G.A.M. Kruse, Deltares kenmerk 120512, versie 3, juli 2010.
- [22] Onderbouwing kansverdeling kritisch overslagdebiet ten behoeve van het OI2014v4, A. van Hoven (Deltares), J.W. van der Meer, (Van der Meer Consulting), Deltares kenmerk 1230090-011, versie 3, februari 2017.
- [23] Failure Mechanism Module Grass Wave Impact Zone, Requirements and Functional Design, Deltares kenmerk 1220043-002, versie 2, September 2015.
- [24] Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en Veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [25] Kansverdeling golfhoogte in GEBU-oploopzone. Deltares memo 11202226-012-GEO-0001, mei 2018.
- [26] Invloed hoek van golfaanval op graserosie op dijken. Deltares rapport 11203720-017-GEO-0001, juli 2019.
- [27] Schematiseringshandleiding grasbekleding WBI 2017, Rijkswaterstaat, 28 november 2019.
- [28] Model uncertainty in the Vecht delta, Estimation of water level uncertainty substantiated with physical calculations, HKV Consultants, PR4049.10 February 2020.
- [29] Laboratoriumproeven Erosie en Afslag van Grastaluds, Th. Wolffenbuttel, afstudeerverslag TH Delft, December 1989.
- [30] Grass erosion model in wave impact zone, Memo ten behoeve van de kalibratiestudie voor gras in de golfklapzone voor het WBI2017, A. van Hoven, Deltares, d.d. 14 juli 2015.

A (Schade)beelden Golfoverslagproeven Vechtdijk maart 2010



Foto B36 Vechtdijk. Zeeregime met overgang, proef 1; Vooraf



Foto B37 Vechtdijk. Zeeregime met dijkoevergang, proef 1; Eerste schade talud

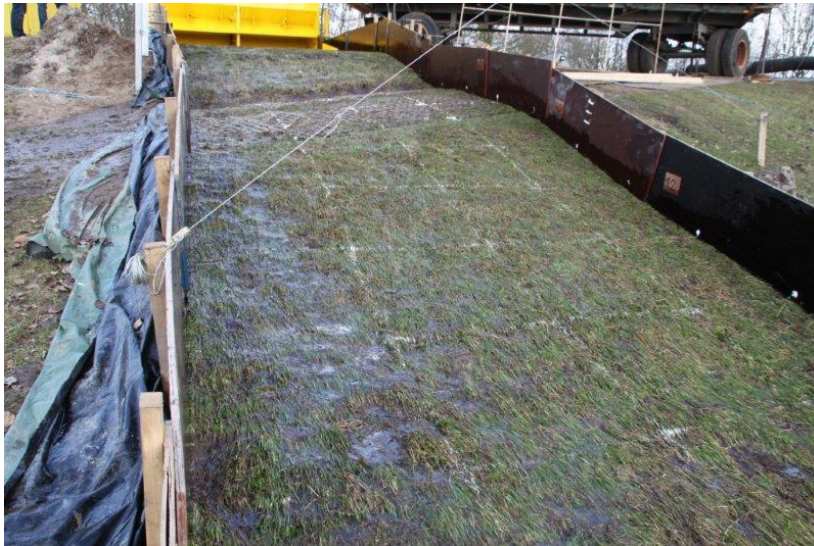


Foto B38 Vechtdijk. Zeeregime met dijkovergang, proef 1; Meerdere locaties kale plekken talud



Foto B39 Vechtdijk. Zeeregime met dijkovergang, proef 1; Talud na de proef niet bezwiken



Foto B40 Vechtdijk. Zeeregime met dijkovergang, proef 1; Begin ondermijning van de overgang



Foto B41 Vechtdijk. Zeeregime met dijkovergang, proef 1; Proef gestopt, overgang bezwiken



Foto B42 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Vooraf



Foto B43 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Eerste schade aan talud



Foto B44 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Meerdere kale plekken talud



Foto B45 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Gestopt, talud niet bezweken



Foto B46 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Eerste boomwortel geërodeerd



Foto B47 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Grote erosie boomwortels, zand komt vrij



Foto B48 Vechtdijk. Zeeregime met boom, proef 2; Gestopt, headcut erosie bovenstrooms van boom



Foto B49 Vechtdijk. Zeer zwaar zeeregime, proef 3; Vooraf



Foto B50 Vechtdijk. Zeer zwaar zeeregime, proef 3; Eerste schade talud



Foto B51 Vechtdijk. Zeer zwaar zeeregime, proef 3; Meerdere kale plekken talud



Foto B52 Vechtdijk. Zeer zwaar zeeregime, proef 3; Zand komt vrij door afdeklaag



Foto B53 Vechtdijk. Zeer zwaar zeeregime, proef 3; Zand komt vrij door afdeklaag



Foto B54 Vechtdijk. Zeer zwaar zeeregime, proef 3; Gestopt, talud bezweken



Foto B55 Vechtdijk. Rivierregime, proef 4; Vooraf



Foto B56 Vechtdijk. Rivierregime, proef 4; Eerste schade



Foto B57 Vechtdijk. Rivierregime, proef 4; Meerdere kale plekken



Foto B58 Vechtdijk. Rivierregime, proef 4; Meerdere kale plekken



Foto B59 Vechtdijk. Rivierregime, proef 4; Zand komt vrij door afdeklaag



Foto B60 Vechtdijk. Rivierregime, proef 4; Gestopt, bezweken talud



Foto B61 Vechtdijk. Hydraulische metingen; Vooraf



Foto B62 Vechtdijk. Hydraulische metingen; Na de metingen



Foto B63 Vechtdijk. Hydraulische metingen; Na de metingen

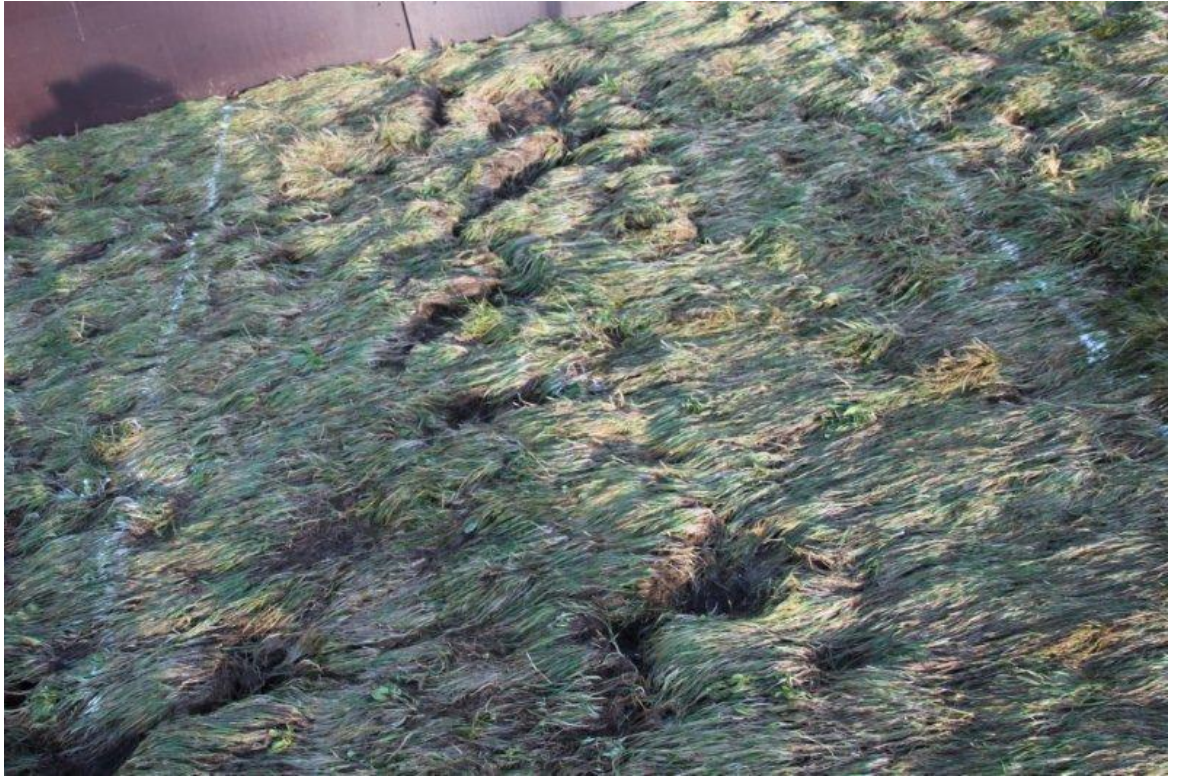


Foto B64 Vechtdijk. Hydraulische metingen; Na de metingen

B Use of wave impact generator and wave flume to determine strength of outer slopes of grass dikes under wave loads

TRANSITION STRUCTURES IN GRASS COVERED SLOPES OF PRIMARY FLOOD DEFENCES TESTED WITH THE WAVE IMPACT GENERATOR

PAUL VAN STEEG⁽¹⁾, ASTRID LABRUJERE⁽²⁾ & ROY MOM⁽³⁾

⁽¹⁾ Deltares, Delft, The Netherlands, paul.vansteeg@deltares.nl

⁽²⁾ Ministry of Infrastructure and Environment, Rijkswaterstaat, Lelystad, The Netherlands, astrid.labrujere@rws.nl

⁽³⁾ Infram, Maarn, The Netherlands, roy.mom@infram.nl

ABSTRACT

The stability of grass covered slopes on primary flood defences under wave attack is an important aspect with respect to the strength of the entire dike. In a grass slope many transitions to objects (poles, stairs, fences, buildings et cetera) or other revetments (concrete, asphalt, placed block revetment) can be present. This can potentially lead to a lower strength or a higher local load leading to a lower stability of the grass cover and therefore a lower stability of the entire dike. To study the influence of transitions to the strength of a grass slope under wave impact loading, physical model tests were carried out with the wave impact generator. This is a special designed machine that can simulate wave impacts to a certain extend and that can be placed on a real existing dike.

The wave impact generator was used on fourteen test sections. Five test sections (reference tests) are on grass slopes without transitions and are with different grass and clay quality. Nine tests were performed on transition structures and objects in the grass slope. Impressions of damage to the grass slope after testing are given and are compared with the reference tests. It was concluded that for several tests the stability of the grass slope was significantly lower when a transition was applied. This implies that transition structures and objects are in some cases normative for the strength of grass slopes.

Keywords: grass dikes, transitions, objects, wave impact generator,

1. INTRODUCTION

1.1 Background

Within the Dutch research project WTI 2017 (“Research and development of safety assessment tools of Dutch flood defences”) research is carried out on the stability of grass covered slope under hydraulic loads. Considered hydraulic loads are wave impacts, wave run-up/run-down and wave overtopping. To study the stability of grass slopes under hydraulic loads high quality benchmark data is required. Since grass cannot be scaled properly, full-scale physical modelling is therefore required. This can be done in large-scale flumes such as the Deltares Delta Flume or with the use of hydraulic simulators such as the wave overtopping simulator, the wave run-up simulator and the wave impact generator. An overview of these simulators is given in Steendam et al (2013). An impression of the Delta Flume and the various simulators is given in Figure 1.



Figure 1. Impression of testing stability of grass slopes with the use of the Deltares Delta Flume (impacts and wave run-up), wave impact generator, and wave overtopping simulator.

To consider the strength of grass slopes under wave impacts a hybrid approach, where a full-scale wave flume (Deltares Delta Flume) and the so-called wave impact generator was used, was chosen. This approach is described in Van Steeg et al (2014b). The wave impact generator was designed and build specifically for this purpose. After the development of the wave impact generator, several tests in the field were performed to study the influence of several aspects such as (i) grass quality, (ii) clay quality and (iii) the influence of transitions. The present paper has a focus on the tests with transitions and objects under wave impact loading.

1.2 Transitions

There are many types of transitions. A transition in a grass slope can be a geometrical transition. Examples of geometric transitions are sharp bends at the toe of the dike or at a berm. A change between two different kind of revetments (e.g. grass and asphalt) forms also a transition. Also the presence of objects in a grass slope forms a transition between the grass and this object.

At each single grass revetment there are several transitions. Each grass revetment 'ends somewhere' and thus must have a transition to a different situation. In the grass revetment itself there are usually berms, roads, crests, toe's, buildings, fences et cetera. Therefore it is estimated that on a few kilometre of revetment dozens of transitions can be identified.

1.3 Literature review

Transitions in primary flood defences in general are discussed in Van Steeg and Van Hoven (2013a). In that report it was shown that transitions in flood defences are considered as a potential risk and need specific attention in the design, construction, maintenance and assessment of a flood defence. This is worked out in more detail for primary flood defences with grass slopes in Van Steeg and Van Hoven (2013b). In that study a brief overview of performed tests with transitions with the various simulators and the Delta Flume is presented. Also a first suggestion for categorisation of transitions and potential solutions for transitions are suggested. Both are worked out in more detail in Van Steeg (2014). In the Netherlands, transitions in flood defences obtained recently more attention and are subjected to several research projects which have a focus on the assessment (WTI 2017 project of Rijkswaterstaat) or the design and maintenance (other research projects of Rijkswaterstaat such as 'KPP Versterking Onderzoek Waterveiligheid, deelproject Overgangsconstructies') of dikes.

To assess the stability of Dutch grass revetments under wave impact loading an empirical model as described in Rijkswaterstaat (2012) is used. In this model no influence of transitions is included which might lead to an underestimation of the actual strength of the dike. In Hoffmans et al (2014) an erosion model for grass revetments under pulsive flow conditions (wave overtopping and wave run-up / run-down) is presented which also includes the influence of transitions. This is, due to a fundamental different mechanism (wave impact versus wave overtopping), not directly applicable to wave impact processes. The approach given by Hoffmans et al focuses on the influence of the transition to the local increase of the hydraulic load and the direct influence to the strength of the grass. The identified effects on the hydraulic load is due to (i) difference in roughness between both sides of the transition which leads to higher turbulence (ii) geometrical changes such as a berm or a toe which leads to a jet and (iii) flow blocking objects leading to different drag. In the present paper the above described mechanisms are identified as 'primary effects'.

In Rijkswaterstaat (2012) some secondary effects of transitions are identified such as the influence of damage due to tire tracks or the influence of mice holes and mole tunnels.

2. METHODOLOGY AND TEST SET-UP

2.1 General

Fourteen test sections were tested with the wave impact generator. This was done on four different locations ('Oosterbierum', 'Harculo', 'Olst' and 'Berkum') in the Netherlands. Each location contained multiple test sections. Five test sections were without a transition or object and are described in Van Steeg et al (2014b). In the present paper these tests are considered as reference tests which are used to compare a situation with and without the presence of a transition. The test conditions of the reference tests are summarized in Table 1. In Table 1 the test sections are categorized according to grass and clay quality which is explained in Van Steeg et al (2014b). In addition nine tests were performed with transitions or objects. An overview of these tests is given in Table 2.

Prior to several tests, the test section was damaged artificially to simulate initial damage which could also be the case during real storm conditions (e.g. due to debris that damaged the dike or small poles which are dislodged during storm conditions).

Table 1. Overview of tests performed with the wave impact generator without transitions or objects (Van Steeg et al, 2014b).

LOCATION	TEST	GRASS QUALITY		SOIL QUALITY	ARTIFICIAL	TOTAL NR
		SOD COVER	ROOT DENSITY	TYPE OF SOIL	INITIAL DAMAGE	OF IMPACTS
OOSTERB	Oo.1	99%	high	low resistance clay	yes	7001
HARCULO	Ha.1	86%	poor	low resistance clay	yes	6014
BERKUM	Be.1	98%	moderate	sand	yes	2234
OLST	OI.1	78%	poor	sand	yes	3000
OLST	OI.3	64%	poor	sand	no	1260

Table 2. Overview of tests performed with the wave impact generator on transitions or objects.

LOCATION	TEST	DESCRIPTION	ORIENTATION	ARTIFICIAL	TOTAL
				INITIAL DAMAGE	NR OF IMPACTS
OOSTERB.	Oo.3	stairs	vertical	yes	1000
OOSTERB.	Oo.4	stairs	vertical	no	1000
OOSTERB.	Oo.5	stairs + open concrete blocks	vertical	no	5000
OOSTERB.	Oo.7	artificial vertical structure	vertical	no	5800
HARCULO	Ha.2	pole	object	no	2500
HARCULO	Ha.3	horizontal asphalt road	horizontal	yes	2360
BERKUM	Be.2	open concrete blocks (clay)	horizontal	yes	3500
BERKUM	Be.3	open concrete blocks (sand)	horizontal	yes	4000
OLST	OI.2	concrete revetment	vertical	no	500

2.2 Description of the wave impact generator

All described tests are performed with the wave impact generator. The design process of the wave impact generator is described in Van Steeg et al (2014a). With the wave impact generator a schematized load, which resembles wave impacts as a result of waves breaking on a slope, is generated. The wave impact generator consists of a tank filled with water that can be opened with a special valve on a predetermined way. This results in water falling on the dike causing a hydraulic load ('impact') on the dike followed by a run-up and a run-down of the water mass. The different opening time intervals lead to different water levels in the tank and thus to different peak pressures on the slope during impact. In this way a pressure distribution on the slope can be realized which is close to the pressure distribution of wave impacts due to natural waves on a slope. The wave impact generator is intended to give a hydraulic load which results in an erosion rate of the same order of magnitude as real waves in Dutch river dikes. For this research the estimated equivalent significant wave height is estimated at $H_s \approx 0.6 \text{ m} - 0.7 \text{ m}$. This estimate is based on the hydraulic pressure distribution and by comparing erosion rates of grass slopes that were tested with the wave impact generator and the Delta Flume (Van Steeg et al, 2014b). Although the loads of the wave impact generator are in the same order of magnitude as real waves, results of tests obtained with the wave impact generator should not be considered as an absolute value; the results, however, are very suitable to compare different situations with each other (e.g. clay and grass quality, the presence of transitions and objects, et cetera).

The duration of testing with the wave impact generator is expressed in the number of impacts. This can be translated into a storm duration (hours) as given in Van Steeg et al (2014a).

3. DESCRIPTION OF TESTS AND RESULTS

3.1 Test sections at location Oosterbierum (Oo.1, Oo.3, Oo.4, Oo.5 and Oo.7)

At location Oosterbierum five tests were carried out; one reference test without a transition (Oo.1), three tests with a transition from stairs (concrete block steps) to grass (Oo.3, Oo.4 and Oo.5) and one test with an artificially made vertical transition (Oo.7). The dike of location Oosterbierum is a dike consisting of 'low resistance clay' and grass with a high quality. Testing at test sections Oo.1, Oo.3 and Oo.4 was performed in May 2012. After these tests the dike and stairs were damaged and repaired. To repair the stairs, open concrete blocks were placed directly besides the stairs. This type of transition (Oo.5) was tested in November 2014 as well as Test Section Oo.7.

At the reference test (Oo.1) artificial initial damage (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.2 m) was applied. During testing, 7001 impacts were applied resulting in only minor damage.



Figure 2. Impression of testing at reference section (Oo.1). From left to right: impression during testing, initial situation, after 860 impacts, after 7001 impacts.

Test Section Oo.3 and Test Section Oo.4 were on the same stairs and had the same grass and soil quality. The difference between the two tests was the artificial initial damage that was applied prior to testing Test Section Oo.3. This artificial initial damage was not applied to Test Section Oo.4. The artificial initial damage at Test Section Oo.3 had a cylindrical shape, a diameter of 0.3 m and a depth of 0.2 m. At both test sections the stairs were constructed on a layer of sand. The grass quality of Oo.3 and Oo.4 was comparable with the grass quality of the reference test (Oo.1). The soil besides the stairs was comparable with the reference section. However, during testing it turned out that the soil under the stairs consisted of sand instead of clay. The damage progression of both test sections was comparable and was dominated by the erosion of sand under the stairs. After 1000 impacts severe damage was observed. An impression is given in Figure 3.



Figure 3. From left to right: impression of testing at the stairs, initial condition (Oo.4), condition after 1000 impacts (Oo.4).

Test Section Oo.5 was on the repaired stairs. Besides the repaired stairs, open concrete blocks (allowing grass growth through the blocks) with a width of 0.6 m (perpendicular to the crest of the dike) were placed. In this way two transitions were created: the transition from the stairs to the open concrete blocks (red line in Figure 4) and the transitions from the open concrete blocks to the grass (blue line in Figure 4). No artificial damage was applied. Within the first 600 impacts, granulated material (0-20 mm) was washed away from under the stairs leading to a 'sinking' stairs. It was then decided to interrupt the test and cover the transition from the stairs to grass with a foil to avoid further erosion directly under the stairs. In this way it was still possible to test the transition from the open concrete to the grass. At this transition severe damage was obtained after 3000 impacts. An impression is given in Figure 4.

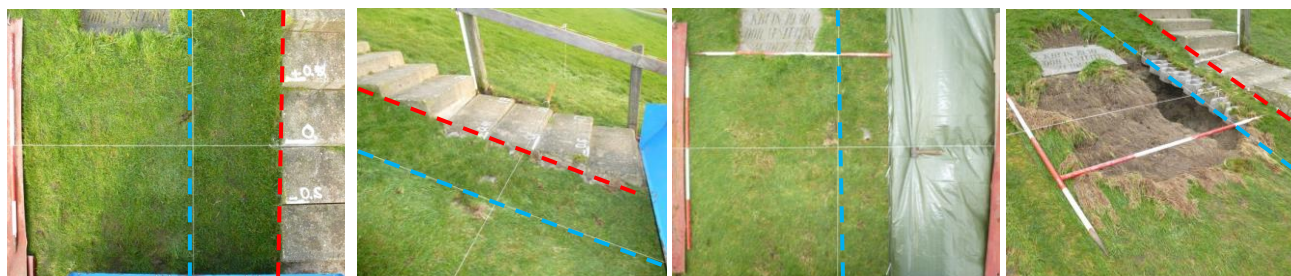


Figure 4. Impression of testing at stairs with open concrete blocks (Oo.5). From left to right: initial condition; after 600 impacts; after foil cover; damage after 3000 impacts (foil was removed before the picture was taken).

The artificial vertical transition (Oo.7) was made by pressing a steel plate into the grass slope. Prior to this an incision into the grass sod was made to avoid distortion of the grass sod. The grass and soil quality of Test Section Oo.7 was comparable to the grass and soil quality of the reference test (Oo.1). During the first 4800 impacts, damage progression was comparable to the damage progression of the reference test (Oo.1). Therefore it was decided to increase the hydraulic load per impact for the following 1000 impacts. This was done by applying the maximum water level in the wave impact generator leading to maximum possible loads. An impression of the tests is given in Figure 5.



Figure 5. Impression of Test Section Oo.7. Left and middle: initial condition, right: after 5800 impacts of which 1000 impacts were with maximum water level.

The damage development of the four test sections is expressed as the maximum measured depth as function of the simulated storm duration. This is shown in Figure 6. More information about the damage development of the test sections at location Oosterbierum is given in Steendam (2012), Bakker and Mom (2015) and Van Steeg (2013).

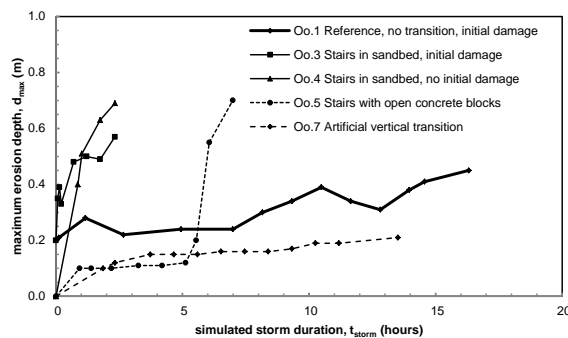


Figure 6. Maximum measured depth as function of simulated storm duration for location Oosterbierum.

Based on the given photographs and the maximum depth development in Figure 6 a good first insight is given in the influence of the tested transitions on the erosion.

It can clearly be seen that damage progression at the test sections with the stairs (Oo.3, Oo.4 and Oo.5) was faster than the damage progression at the reference section without a transition (Oo.1). The fast erosion at the stairs is attributed to the fact that the concrete blocks of the stairs were placed on a sand layer which has less erosion resistance than clay. Probably it was built in this way because it is easier for a contractor to build such structures in sand than in clay (which is more difficult to handle during construction).

Also the concrete blocks of the improved stairs (Oo.5) were not placed directly on clay but on a gravel layer. This resulted into erosion of the granulated material under the stairs. Besides the stairs (under and directly besides the open concrete blocks) proper clay was used. However, this clay clearly eroded faster than the clay at the reference section (Oo.1). This can be explained in two ways: (1) the clay was less dense and (2) the grass was relatively young indicating a less developed root system than the root system at the reference test section (Oo.1). Both aspects are likely to weaken the top layer resulting in more erosion.

The erosion rate of the artificial vertical transition (Oo.7) was in the same order of magnitude as the reference test section (Oo.1). This indicates that this transition had no significant influence to the stability of the revetment. The grass and clay conditions of Test Section Oo.7 have the same properties as the reference section (Oo.1). It is therefore estimated that higher local loads or lower local strength do not significantly influence the stability of the grass revetment layer directly besides this type of transition under this hydraulic loading. It is however unknown whether this would also be the case for situations with higher external hydraulic loads or cases with lower strength of the revetment.

3.2 Test sections at location Berkum (Be.1, Be.2 and Be.3)

At location Berkum three tests were carried out; one reference test without a transition (Be.1) and two tests with a horizontal transition from open concrete blocks to grass (Be.2 and Be.3). The dike of location Berkum is a dike consisting of sand and a grass layer with a high quality. During testing it turned out that the open concrete blocks of Test Section Be.2 were placed on a layer of clay (before the test was started it was believed that the blocks were placed on sand). Therefore an additional test (Be.3), with concrete blocks placed on sand, was performed.

At the reference test (Be.1), no transition was tested. Prior to testing, initial artificial damage was applied (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.2 m). In total 2234 impacts were released on this test section, which lead to severe erosion as can be seen in Figure 7.



Figure 7. Impression of damage development and initial artificial damage of reference test without transition (Be.1). Artificial initial damage is indicated with a red circle. Left: initial condition, right: after 2234 impacts.

Testing at Test Section Be.2 started without initial artificial damage. Since hardly any damage progression was observed during the first 1500 impacts, artificial damage was applied after 1000 impacts (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.07 m) and increased artificially after a total of 1500 impacts (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.2 m). The damage development of Test Section Be.2 is shown in Figure 8. It can clearly be seen that the grass on top of the open concrete blocks eroded but that this did not lead to erosion of the soil under or besides the blocks.



Figure 8. Impression of damage development and artificial damage of Test Section Be.2. Artificial damage is indicated with red circle. Left: initial condition, middle: after 1500 impacts, right: after 3500 impacts.

Testing at Test Section Be.3 also started without initial artificial damage. After 500 impacts it was decided to create artificial damage (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.07 m). After a total of 1000 impacts the depth of this damage was artificially enlarged to 0.2 m. In total, Test Section Be.3 was tested with 4000 impacts. An impression of the damage development is given in Figure 9.



Figure 9. Impression of damage development and artificial damage of Test Section Be.3. Artificial damage is indicated with red circle. Left: initial condition, middle: after 1000 impacts, right: after 4000 impacts.

The damage development of the three test sections is expressed as the maximum measured depth as function of the simulated storm duration. This is shown in Figure 9. It is remarked that the impacts that were released prior to the artificial damage applied to Test Section Be.2 (3500 – 1000 = 2500 impacts) and Be.3 (4000 - 1000 = 3000 impacts) are not taken into account in this graph. More background information about the damage development is given in Galema and Mom (2013) and Van Steeg (2013).

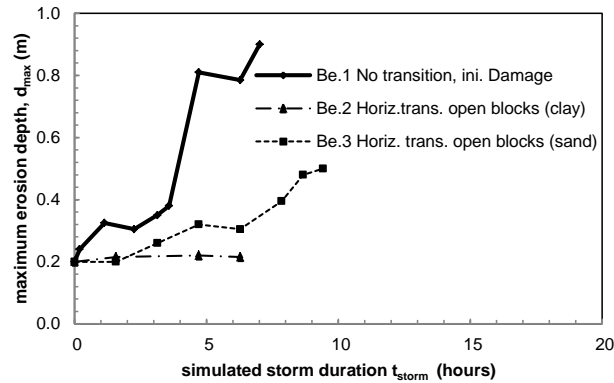


Figure 10. Maximum measured depth as function of simulated storm duration for location Berkum.

Based on the given photographs and the depth development in Figure 10 a good first insight is given in the influence of the tested transitions on the erosion.

It can clearly be seen that the damage progression at the test sections with transitions (Be.2 and Be.3) is slower than at the reference section (Be.1) without a transition. For Test Section Be.2 this can be explained by the fact that the soil under and around the transition consisted of clay and not of sand. However, this is not the case for Test Section Be.3. Apparently the presence of the open concrete blocks contributed to the strength of this revetment.

3.3 Test sections at location Harculo (Ha.1, Ha.2, Ha.3)

At location Harculo three tests were carried out; one reference test without a transition (Ha.1), one test with a small object (Ha.2) and one test with a horizontal transition from grass to asphalt (Ha.3).

At the reference test (Ha.1) no transition was tested. Initial artificial damage was applied (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.2 m) prior to testing. In total 6014 impacts were released on this test section, which lead to minor erosion as can be seen in Figure 11. Next to the artificial initial damage a second erosion hole developed. This area is, for analysis purposes, identified as a fourth reference test without artificial initial damage (Ha.4) and is indicated with a red marker in Figure 11.



Figure 11. Impression of reference test without transition (Ha.1). Left: during testing, Middle: damage after 2500 impact; the red marker indicates the second erosion hole which is indicated as a separate test section (Ha.4). The blue circle indicates the original location of the artificial initial damage. Right: damage after 6014 impacts.

Test Section Ha.2 consisted of a grass slope with a rectangular shaped pole. For practical reasons the pole was cut-off at ground level and artificially heightened to a level of 0.13 m above ground level. The size of the pole parallel to the crest of the dike was 0.3 m, the width of the pole (perpendicular to the crest of the dike) was 0.2 m. It is assumed that the hydraulic load on the grass and clay will be approximately the same for this adapted pole as for the original pole. Test Section Ha.2 had the same clay conditions and vegetation as Test Section Ha.1. However, the soil of the upper 0.2 m around the pole was less compacted than the soil at Test Section Ha.1. No artificial damage was made. In total 2500 impacts were released on this test section. An impression is given in Figure 12.



Figure 12. Impression of test with pole (Ha.2). Left: initial condition, right: damage after 2500 impacts.

The test at Test Section Ha.3 started without initial artificial damage. After 360 impacts it was decided to create artificial damage (cylindrical shape, diameter = 0.3 m, depth = 0.2 m). After a total of 1360 impacts it was decided to add a drainage gutter at the downstream side. This was done since the water in the hole could not flow away and was potentially ‘dampening’ the wave impact. In total 2360 impacts were applied. No significant erosion process was observed during the test.



Figure 13. Impression of Test Section Ha.3 (horizontal transition from asphalt to grass). Left: initial condition. Middle: condition prior to impact 1360 with artificial damage including a gutter. Right: impression of damage after a total of 2360 impacts.

The damage development of the three test sections is expressed as the maximum measured depth as function of the simulated storm duration. This is shown in Figure 14. More information about the damage development is given in Galema and Mom (2013) and Van Steeg (2013).

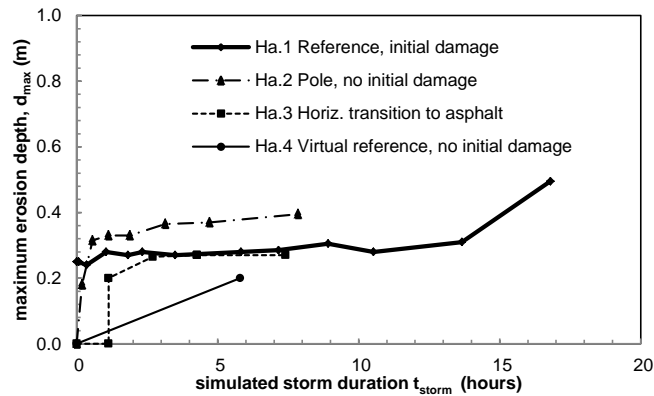


Figure 14. Maximum measured depth as function of simulated storm duration for location Harculo.

Based on the given photographs and the depth development in Figure 14 a good first insight is given in the influence of the tested transitions on the erosion.

No negative influence of the transition from asphalt to grass (Ha.3) can be found. It is however unknown whether this conclusion is also valid for conditions with higher hydraulic loads or conditions where the strength is lower.

The pole (Ha.2) significantly influences the stability of the top layer of the grass revetment (compare Ha.1 and Ha.4 in Figure 14). This can be explained by the low density of the top layer which is likely due to the maintainability of the soil around the pole. Mechanical mowing is not possible around the pole: heavy equipment does not access this part of the grass and therefore does not compress this top layer. Due to no or fewer mowing activities also the grass quality is lower. However, at deeper sections the influence of the pole to the erosion is negligible. It is assumed that the lack of mowing activities does not influence the density of the soil deeper than approximately 0.2 m to 0.3 m.

3.4 Test sections at location Olst (Ol.1, Ol.2, Ol.3)

At location Olst, three tests were carried out; two reference tests without transitions (Ol.1 and Ol.3) and one test with a vertical transition from grass to a smooth concrete revetment. The dike of Olst is a very sandy dike with a poor grass quality. The difference between the two reference tests is the presence of artificial initial damage (Ol.1) and the absence of this (Ol.3). At both Test Section Ol.1 and Test Section Ol.3 erosion occurred very rapidly resulting in large erosion pits. An impression of the damage development of Test Section Ol.1 is given in Figure 15.



Figure 15. Left: initial condition at Ol.1. Right: after 3000 impacts.

At the test with the vertical transition from grass to a smooth concrete revetment (Ol.2) damage occurred faster than at the reference tests (Ol.1 and Ol.3) and was aborted after 500 impacts. An impression of the damage development is given in Figure 16.



Figure 16. Impression of Test Section Ol.2. Left: initial condition. Middle and right: condition after 500 impacts.

The damage development of the three test sections is given in Figure 17. More information about the damage development is given in Galema and Mom (2013) and Van Steeg (2013).

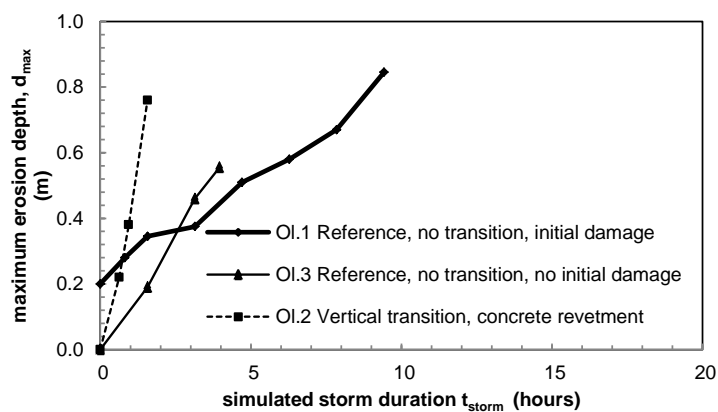


Figure 17. Maximum measured depth as function of simulated storm duration for location Olst.

In Figure 17 it can clearly be seen that the damage development at the tested transition (Ol.2) is higher than the damage development at the reference tests (Ol.1 and Ol.3). This is explained due to three potential reasons: (1) due to lower maintainability the upper 0.2 m of the soil was less compacted leading to less strength; (2) due to the transition cohesion of the grass was lower leading to less strength, and (3) due to the geometry of the structure higher local hydraulic loads occurred.

3.5 Overview of tested sections

An overview of the tested sections is given in Table 3. In this table the grass quality, the soil quality and the erosion rate of the test sections are made relative to the grass quality, the soil quality and the erosion rate of the reference tests.

Table 3. Overview of test results.

LOCATION	TEST	GRASS QUALITY		SOIL QUALITY	EROSION RATE
OOSTERB.	Oo.3	≈ Oo.1	<< Oo.1	sand	> Oo.1
OOSTERB.	Oo.4	≈ Oo.1	<< Oo.1	sand	> Oo.1
OOSTERB.	Oo.5	< Oo.1 ^{*1}	> Oo.1 ^{*5}	low and high res. clay	> Oo.1
OOSTERB.	Oo.7	≈ Oo.1	≈ Oo.1	low res. clay	≈ Oo.1
HARCULO	Ha.2	< Ha.1 ^{*2}	< Ha.1 ^{*5}	low res. clay	> Ha.1
HARCULO	Ha.3	< Ha.1 ^{*3}	≈ Ha.1	low res. clay	< Ha.1
BERKUM	Be.2	≈ Be.1	>> Be.2	low or high res. clay	< Be.1
BERKUM	Be.3	≈ Be.1	≈ Be.1	sand	< Be.1
OLST	OI.2	< OI.1 ^{*4}	≈ OI.1 ^{*5}	sand	> OI.1

(*1) The grass condition at Test Section Oo.5 is probably lower than at Test Section Oo.1. The grass at Test Section Oo.5 was relatively young (testing was approximately 2.5 years after sowing) resulting in a less developed root anchoring.

(*2) The grass condition is probably lower than at Test Section Ha.1. This is most likely a result of the maintenance being locally different: mowing activities are interrupted because of the presence of the pole.

(*3) The grass condition at Test Section Ha.3 is probably lower than the grass condition at Test Section Ha.1 due to the presence of tire tracks.

(*4) The quality of the grass sod at Test Section OI.2 was clearly lower than the quality of the grass sod at Test Section OI.1. This is most likely a result of locally deviating maintenance: mowing activities are interrupted because of the presence of the concrete bank protection.

(*5) Clay with lower density.

4. DISCUSSION

Most of the tested transitions have a lower stability compared to the reference test where no transition was applied. In all cases this was likely due to secondary effects. It is estimated that primary effects, such as local higher hydraulic loads or lower strength due to an interrupted grass sod, had minor influence to the stability. This is not necessarily the case for other situations. Based on the test results the secondary effects as described in the following sections are identified. It is emphasized that not all effects are shown with the performed test but that these effects are nonetheless likely to occur in other situations.

4.1 Secondary effects due to construction process

The construction of a transition or an object in a grass revetment could influence the stability of the revetment significantly. The tests at location Oosterbierum showed that the stairs were constructed in a sand layer (Oo.3 and Oo.4) or in a gravel layer (Oo.5) and not in a clay layer. These test sections were very weak since this sand and gravel layer flushed away immediately after the start of the test leading to almost a complete loss of strength.

Construction work in a grass revetment dike leads to an area along the transition which consists of relatively 'young' clay and grass. In the first couple of years this could be a weak part of the dike since the grass roots are not well developed. This probably had also some influence on the test at Test Section Oo.5.

4.2 Secondary effects due to maintenance

Maintenance of the grass revetment around the transition can have a significant influence to the stability. Often mechanical mowing is applied which compresses the top layer of a grass revetment and makes it therefore most likely stronger. The grass near transitions is not always accessible for the mechanical mowers leading to a less dense (and thus weaker) top layer (e.g. Ha.2 and OI.2). Also the grass quality itself can be lower when mowing is not performed properly. A lower grass quality will also lead to a lower strength of the dike.

4.3 Other secondary effects

The area around transitions could be more attractive to small animals such as mice or moles since this might give more shelter (longer grass) and the clay is (sometimes) less dense. These animals dig holes/tunnels in the dike which could lead to lower strength.

Large animals such as sheep sometimes have the intention to walk repeatedly besides a transition leading to a lower grass quality (or complete absence of grass) and thus a lower strength.

Tire tracks might lead to a lower grass quality and thus to a lower strength.

In some cases grass gets less sun near a transition (e.g. shadow of a building) which leads to a lower grass quality and thus to a lower strength.

4.4 How to deal with transitions?

Transitions in grass revetments cannot be avoided. For multifunctional use of dikes (e.g. combination of flood defence and road, recreation, buildings, et cetera) more transitions are unavoidable. Therefore there is a need to ensure the stability of the transition by giving specific attention to transitions in the design, construction, assessment and maintenance of grass covers on dikes. A first step should be to avoid secondary effects since it is unfeasible to include secondary effects in stability modelling (not to speak of applying these models to all transitions at primary flood defences). The effects of primary influences (higher local loads of the interruption of the grass sod) should be accounted for by mitigating measures such as decreasing the external hydraulic load or by strengthening of the grass revetment.

5. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Transitions on a grass slope under wave impact loading are a potential weak part of a dike. This is illustrated with field tests with the wave impact generator. At several tests with transitions the stability of the grass revetment was significantly lower than the stability of a reference test section where no transition was applied. It is difficult to deal with transitions due to the large variety. It is recommended to include transitions in protocols with respect to design, construction, maintenance and assessment of primary flood defences with grass revetments. Secondary aspects as described in this paper should be avoided as much as possible. The influence of unavoidable secondary aspects or the influence of primary influences (higher local loads, lower strength due to interruption of the grass sod) should be compensated with mitigating measures. These mitigating measures are subject to future research.

ACKNOWLEDGEMENTS

The described tests are performed within the framework of two projects: (i) WTI 2017 (“Research and stability of safety assessment tools of Dutch flood defences”) and (ii) the project KPP VOW (Strengthening Research Flood Safety, subproject: transitions). Both projects are financed by the Dutch Ministry of Public Works and Environment (Rijkswaterstaat). The physical model testing with the wave impact generator in the field was performed by Infram BV.

REFERENCES

- Bakker, J. and Mom, R. (2015). In Dutch: Factual report: golfklapproeven Oosterbierum (Factual report: wave impact tests Oosterbierum), *Infram report 14i062 (concept)*, 18 January 2015
- Galema, A., Mom, R. (2013) Factual report wave impact tests – Harculo, Berkum and Olst, *Infram report 12i072*, 21 October 2013
- Hoffmans, G.J.C.M, Van Hoven, A., Hardeman, B., Verheij, H.J. (2015). Erosion of grass covers at transitions and objects on dikes, *Proc. 7th ICSE 2014*, pp 643- 649
- Rijkswaterstaat (2012). In Dutch: Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerderoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, (Assessment of grass revetments), Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 25 October 2012
- Steendam, G.J. (2012). Factual report Wave impact tests – Sedyk Oosterbierum, *Infram report 12i005*, October 2012
- Steendam, GJ, Van der Meer, J., Van Steeg, P., Van Hoven, A, Van der Meer, G. (2013). Simulators as hydraulic test facilities at dikes and other coastal structures, *Proc. ICE, Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2013*, Edinburgh, UK
- Van Steeg, P. (2013). Residual strength of grass on river dikes under wave attack, WTI 2017, Phase 2: Analysis of wave impact generator tests on 4 dike locations, *Deltares report 1207811-008-HYE-005*, October 2013
- Van Steeg, P. (2014). In Dutch: Bureaustudie overgangen met gras in primaire waterkeringen (Desk study transitions with grass in primary flood defences), *Deltares report 1209380-006-VEB-0005*, 2 December 2014
- Van Steeg, P., Klein Breteler, M. and Labrujere, A. (2014a). Design of wave impact generator to test stability of grass slopes under wave attack, *5th Conf. on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection, Coastlab*, 29 September. – 2 October 2014, Varna, Bulgaria
- Van Steeg, P., Klein Breteler, M. and Labrujere, A. (2014b). Use of wave impact generator and wave flume to determine strength of outer slopes of grass dikes under wave loads, *34th Int. Conf. on Coastal Engineering*, 15-20 June 2014, Seoul, Korea
- Van Steeg, P. and Van Hoven, A. (2013a). In Dutch: Overgangen bij primaire waterkeringen (Transitions in primary flood defences), *Deltares report 1208394-000-HYE-0011*, November 2013

Van Steeg, P. and Van Hoven, A., (2013b). In Dutch: Overgangen bij grasbekledingen in primaire waterkeringen (Transitions in grass revetments of primary flood defences.) *Deltares report 1208394-000-HYE-0012*, November 2013

C Transitions structures in grass covered slopes of primary flood defences tested with the wave impact generator

USE OF WAVE IMPACT GENERATOR AND WAVE FLUME TO DETERMINE STRENGTH OF OUTER SLOPES OF GRASS DIKES UNDER WAVE LOADS

Paul van Steeg¹, Mark Klein Breteler², and Astrid Labrujere³

Outer slopes of grass dikes under wave attack are likely to have residual strength, which is the strength after initial damage has occurred. This strength is not included in current design and assessment tools. To quantify the residual strength of grass under wave attack and implement this in design and assessment tools, a large research program is initiated within the Dutch WTI 2017 project. This project is financed by Rijkswaterstaat. In this research program an integrated approach, a combined use of a so-called wave impact generator and large-scale wave flume tests in the Delta Flume is applied. This approach contributes to a future strength model which includes residual strength of the outer slope of grass dikes under wave loads, primarily along large rivers.

Grass cannot be scaled properly and many variations exist in grass covers (clay quality, grass quality, transitional structures, objects in or on the dike, et cetera). For this reason, testing with traditional physical wave flume models would lead to unacceptable high costs since many tests are required. Therefore, a wave impact generator is developed (Van Steeg et al, 2014). This machine can be placed easily on a prototype dike in the field and can generate wave impacts on a slope. During testing, the machine is continuously filled by a pump. By opening a pre-programmed valve irregularly, a mass of water is relieved leading to an impact that resembles impacts caused by natural waves.

The developed wave impact generator is applied in an extensive measurement campaign on several grass dikes in the Netherlands. Variations of the thirteen different test sections were on grass and clay quality but also transition structures and objects (pole, open concrete blocks allowing grass growth, stairs). This leads to valuable erosion patterns as function of geometric properties of the outer slope of the dike. The hydraulic load during all tests was the same.

Although wave run-up levels and wave impact pressures due to the wave impact generator are close to natural waves, there is a need to calibrate the results obtained with the wave impact generator. Therefore, large scale physical model tests in the Delta Flume, with a selection of the dikes tested with the wave impact generator, are performed. Blocks of 2 m x 2 m x 0.8 m were taken from dikes and were transported to the Delta Flume. In this flume (L x B x D = 235 m x 5 m x 7 m), waves can be generated up to a significant wave height of $H_s = 1.6$ m.

Erosion patterns obtained with the wave impact generator and erosion patterns obtained in the large scale flume were compared. Based on this comparison and based on impact pressure analysis it is concluded that the wave impact generator represents a load which is equivalent to a significant wave height of $H_s = 0.6 - 0.7$ m, a wave steepness of $s_{op} \approx 4-5\%$.

The integrated use of the wave impact generator and a large-scale wave flume led to valuable data. This data will be used to improve the strength model for outer slopes of grass dikes under wave attack.

Keywords: wave impact generator, grass slope, wave attack, wave flume

INTRODUCTION

Within the Dutch research project WTI 2017 (“Research and development of safety assessment tools of Dutch flood defences”), one of the projects is about the residual strength of grass on river dikes under wave attack. Residual strength is the remaining strength of a dike after initial damage occurred. The focus of the research was on the wave impacting zone of the outer slope of a dike. The relevant range of significant wave heights was estimated at $H_s \approx 0.5$ to 0.8 m and a wave steepness of $s_{op} \approx 4\% - 5\%$, which is based on the Dutch riverine conditions.

To investigate the residual strength of grass on river dikes under wave attack, it was chosen to combine research with a full-scale wave flume (Deltares Delta Flume) and a so-called wave impact generator. With this wave impact generator a schematised load, which resembles wave impacts as a result of wave breaking on a slope, is generated. A wave impact generator is a tank filled with water that can be quickly opened with a special valve on a predetermined way. This results in water falling on the dike causing a hydraulic load (‘impact’) on the dike followed by a run-up and a run-down of the water mass. An impression of the Delta Flume and of the wave impact generator is given in Figure 1.

¹ Paul.vansteeg@deltares.nl, Deltares, Delft, The Netherlands

² Mark.kleinbreteler@deltares.nl, Deltares, Delft, The Netherlands

³ Astrid.labrujere@rws.nl, Ministry of Infrastructure and Environment, Rijkswaterstaat, Lelystad, The Netherlands



Figure 1. Impression of testing grass dikes in the Deltares Delta Flume (left and middle) and with use of the wave impact generator (right).

The objective of the use of the wave impact generator was to compare the following influences on the strength of river dikes: (1) the grass quality, (2) the clay quality, and (3) the influence of transition structures or objects.

The objective of this paper is to (1) give an overview of the tests with different grass and clay qualities which were performed with the wave impact generator, (2) to give an overview of the tests performed in the Delta Flume and (3) to obtain a first estimate of the erosion rate of a grass slope under wave attack with initial damage.

DEVELOPMENT OF WAVE IMPACT GENERATOR

The wave impact generator was developed for the aim of this project and is described in Van Steeg (2012a, 2012b, 2013a) and summarised in Van Steeg et al (2014). A brief summary is given in this section. The wave impact generator can be placed on a real existing dike and is able to generate a sequence of impacts on a slope. This sequence is close to impacts caused by natural waves. The wave impact generator is developed in four steps:

- 1) Study and parameterization of wave impacts based on full-scale wave flume (Delta Flume) pressure measurements on a block revetment (Van Steeg, 2012a)
- 2) Design, testing, and analysis of prototype wave impact generator with use of several pressure meters (Van Steeg, 2012a), see also Figure 2.
- 3) Adaptation of wave impact generator and testing with several pressure meters (Van Steeg, 2012b).
- 4) First testing in the field and improvements to optimize testing procedure (Van Steeg, 2012c).

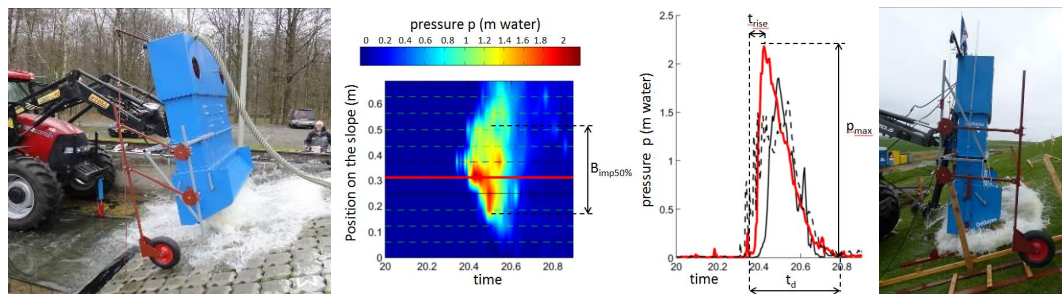


Figure 2. Left: testing of wave impact generator on a concrete slope equipped with pressure meters. Middle-left: impression of pressure as function of time and positions on the slope, Middle-right: impression of pressure on a specific location as function of time. $B_{imp50\%}$, t_{rise} , t_d , and p_{max} are parameters which describe the parameterized impact and are explained in Van Steeg (2014). Right: prototype testing in the field.

The wave impact generator works as follows: During operation the wave impact generator is continuously being filled by pumping water in the water tank. With closed valves the water level in the water tank will increase. By opening the valves, the water in the tank is suddenly released through a special designed outflow compartment and will lead to an impact on the slope. The valves open and close automatically after a predetermined irregular period. The different opening time intervals lead to

different water levels and thus to different peak pressure which gives the pressure distribution as given in Figure 3. During operation the wave impact generator is attached to a tractor and stabilized by supporting legs. Every twenty impacts (a so-called sub-cycle) the wave impact generator is moved by the tractor to a different location on the slope to simulate the distribution of impact location. Three sub-cycles form a complete cycle. Depending on the response of the structure (damage of grass and clay) some tests require up to hundreds of cycles. The number of impacts can be translated to storm duration by applying the following formula:

$$t_{storm} = \frac{1}{3600} \cdot \frac{N}{\chi} \cdot T_m \cdot f \quad (1)$$

where t_{storm} is the storm duration (hours), N is the number of impacts by the wave impact generator, χ is the fraction of waves simulated (e.g. the highest 33% waves except for the highest 2% waves are simulated with the wave impact generator. The value of χ is therefore equal to 33% - 2% = 31% = 0.31), T_m is the mean wave period of the prototype wave field and f is a correction factor which should be applied to correct for model effects of the wave impact generator.

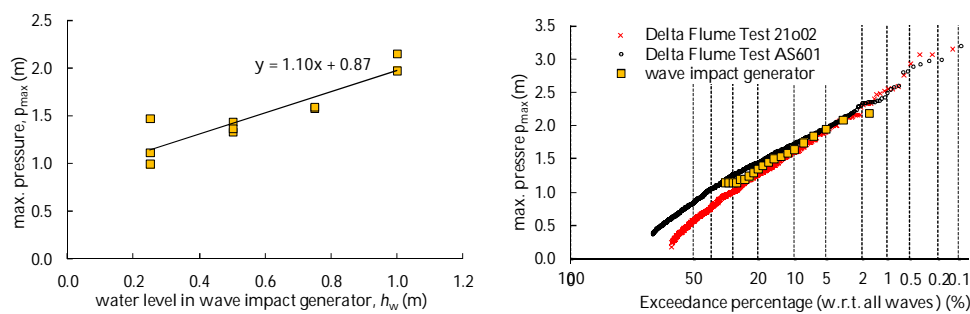


Figure 3. Left: peak pressure (p_{max}) as function of water level (h_w), right: Exceedance curve of peak pressure p_{max} for wave impact generator and for full-scale measurements performed in the Delta Flume. By varying the water level h_w , the maximum pressure p_{max} can be varied and the exceedance curve of the reference tests can be reproduced.

As can be seen in the right graph in Figure 3, wave impacts with an exceedance of approximately 33% - 2% can be simulated. The wave impact generator is intended to give a hydraulic load which results in an erosion rate of the same order of magnitude as real waves on Dutch river dikes. The present design of the wave impact generator allows the creation of a range of impacts, corresponding with a range of wave heights as encountered in a random wave field at these dikes. For the present research it was chosen to produce only a specific range of wave impacts corresponding to an estimated significant wave height of $H_s \approx 0.7$ m and a wave steepness of $s_{op} \approx 4\% - 5\%$. Since only the large impacts give a significant contribution to erosion, only the (approximately) largest one-third of the impacts, with exception of the highest 2% of waves, were generated. Unfortunately it was not possible to generate the highest 2% of the wave impacts due to practical reasons.

TESTS IN THE FIELD WITH THE WAVE IMPACT GENERATOR

Introduction and overview of tests

To identify the influence of the grass quality, the clay quality and the presence of objects and transitions, several tests at real existing dikes were performed with the wave impact generator. This paper describes the five tests with various grass and clay qualities. An overview of these tests is given in Table 1. The tests on transitions and objects are subject of a future publication.

Test	Type	Slope	Grass quality		Soil quality			
			sod cover	root density	type of soil	< 2 µm (clay)	2 µm < 64 µm (silt)	> 64 µm (sand incl. gravel)
Oo.1	Grass	1:3	99%	high	low res. clay	18%	32%	50%
Ha.1	Grass	1:3	86%	poor	low res. clay	14%	17%	69%
Be.1	Grass	1:3	98%	moderate	sand	0%	4%	96%
Ol.1	Grass	1:2.5	78%	poor	sand	2%	10%	88%
Ol.3	Grass	1:2.5	64%	poor	sand	2%	8%	90%

The tests are categorized based on the grass quality (sod cover and root density) and the soil quality (type of soil and composition of soil) which is explained in the two following sections.

Grass quality

The sod cover is determined by using a grid in a 50 x 50 cm frame with 81 measuring points. Where necessary for easier measurement, the vegetation is cut back to a height of about 2 cm. For every grid intersection (measuring point) a long needle is pressed perpendicularly into the sod, and it is determined whether there is 'plant contact' or 'ground contact'. The number of measuring points with 'plant contact', relative to the total number of measurement points, is a measure of the percentage sod cover.

The root density is estimated by the so-called 'hand method' as described in Sprangers and Arp (1999). A gouge auger with a diameter of three centimetres is used to sample the top 50 cm of the grass sod, which is divided into layers of 2.5 cm thickness. In each layer, the number of root fragments of > 1 cm length is estimated as a measure of root density. In each sample plot, three root density measurements were carried out. Afterwards, the root densities for the three separate measurements were averaged for the sample plot. Based on this count, the quality of the sod root density is expressed in four categories: 'very poor', 'poor', 'moderate' and 'good'. Illustrations of the determination of the sod cover and the determination of the root density are given in Figure 4.

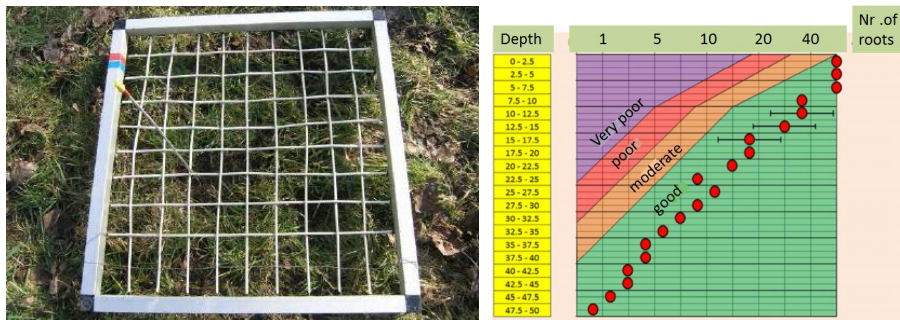


Figure 4. Left: grid to determine sod cover. Right: Example of determination of root density.

Soil quality

The soil quality is expressed in the type of soil (sand, low resistance clay and high resistance clay) and the composition of the soil. The type of soil is determined based on the Attenberger diagram as given in Figure 5. The Attenberger limits are given by determining the liquid limit LL (water content at transition from plastic to liquid) and the plastic limit PL (water content at transition from solid to liquid). The plasticity index PI can be determined by subtracting the liquid limit and the plastic limit or:

$$PI = PL - PP \quad (2)$$

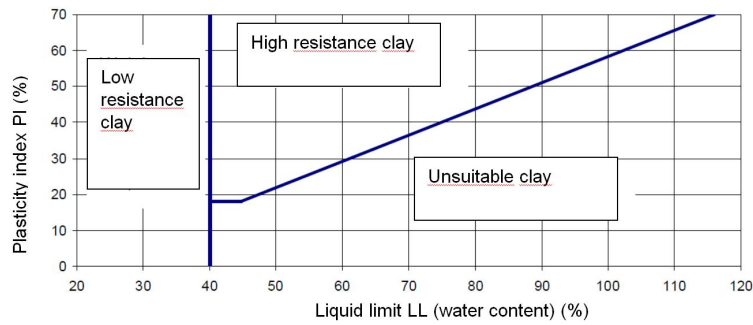


Figure 5. Attenberger limits.

The composition of the soil is based on the fraction of clay (< 2 μm), silt (2 μm < < 63 μm) and sand (> 63 μm) which is based on the classification as given in ENW (2012).

An impression of the four dikes on which tests were performed is given in Figure 6.



Figure 6. From left to right: impression of location Oosterbierum (Oo.1), Berkum (Be.1), Harculo (Ha.1), and Olst (Ol.1).

Description of test procedure with wave impact generator

The test procedure is reported in Steendam (2012) and Galema and Mom (2013). This section gives a brief overview. The experimental set-up consisted of the wave impact generator, a hydraulic crane to position the wave impact generator, a pump for water supply (approximately 200 m³/hour), facilities to house operating staff, and measurement equipment. The measurement equipment consisted of a 3D laser scanner to measure the erosion pit, cameras to record the test and tools for hand measurements.

Prior to testing the soil was watered for at least 72 hours before a test was carried out. Prior to testing artificial initial damage was made to the grass slope. This damage was a cylindrical shaped erosion pit with a depth of 20 cm and a diameter of 30 cm.

After a sequence of wave impacts with the wave impact generator the test was interrupted to measure the erosion pit. An impression of the development of the erosion is given in Figure 7 (Oo.1), Figure 8 (Ha.1), Figure 9 (Be.1) and Figure 10 (Ol.1).

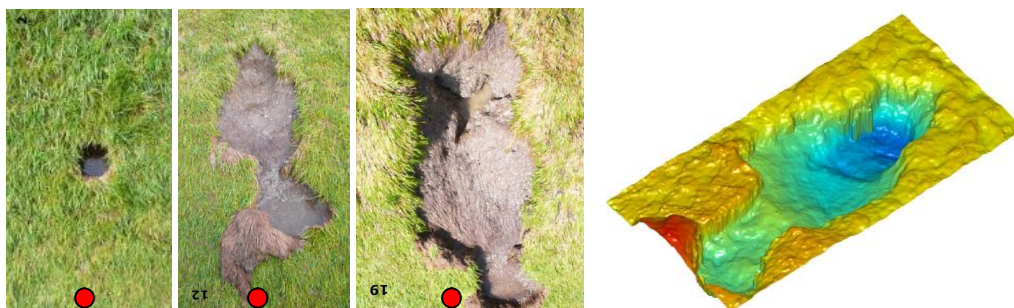


Figure 7. Erosion development of Test Section Oo.1 (artificial damage, after 1086 impacts, after 4001 impacts) and 3D difference plot based on laser measurement. (Red dot indicates the 'toe side' of the test section)

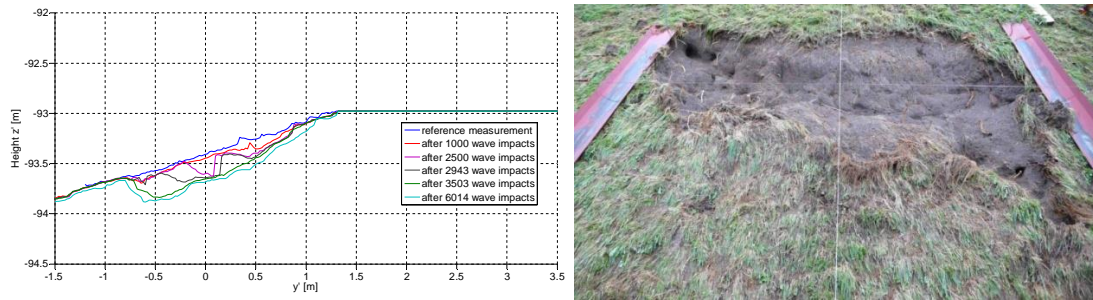


Figure 8. Test Section Ha.1. Left: erosion development, right: test section after 6014 impacts.

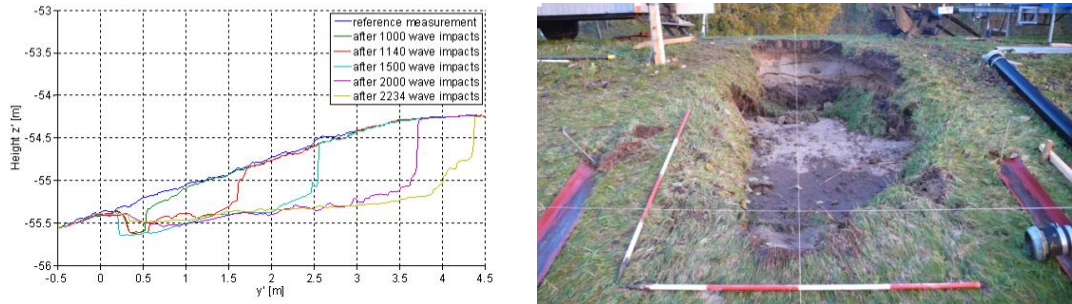


Figure 9. Test Section Be.1. Left: erosion development, right: test section after 2234 impacts.

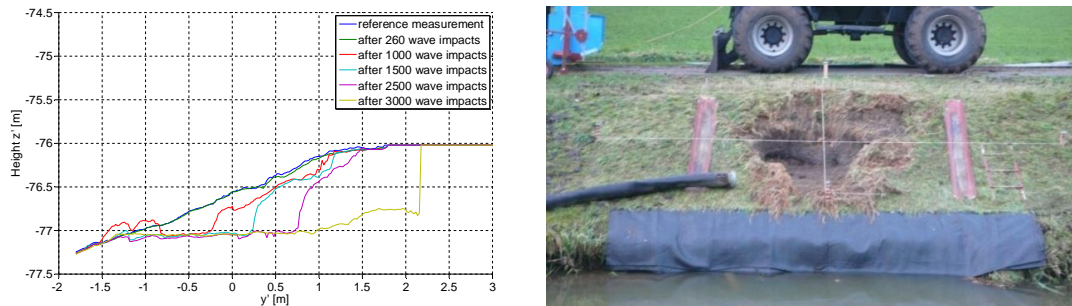


Figure 10. Test Section Ol.1. Left: erosion development, right: test section after 3000 impacts.

Based on the measurements the maximum erosion depth (d_{\max}) and the surface of the eroded plane (perpendicular to the crest of the dike) were determined for each measurement. This is shown as function of the duration (t) in Figure 11. Duration t is determined with use of Eq. (1).

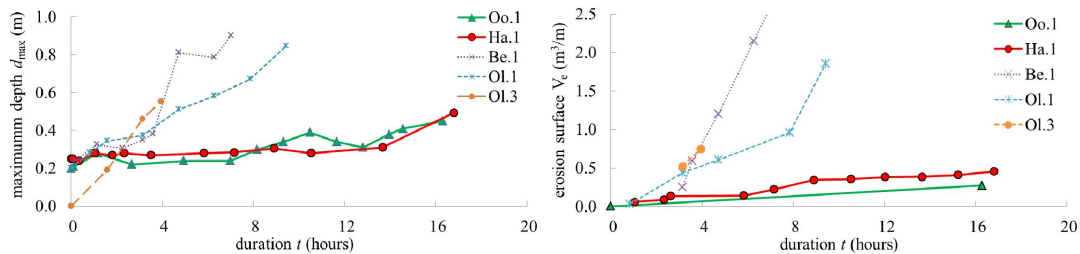


Figure 11. Maximum depth d_{\max} (left) and erosion surface V_e (right) as function of duration t

FULL SCALE TESTS WITH DELTA FLUME

Introduction

Full scale tests were carried out in the Delta Flume of Deltares. This flume has a length of 235 m, a width of 5 m, and a depth of 7 m. Wave fields with a significant wave height up to $H_s = 1.6$ m can be generated in this flume. An impression of this flume during testing is given in Figure 1.

The tests are described in detail in Van Steeg (2014) and are summarized in this section. The test set-up was constructed in such a way that two test sections could be tested simultaneously. It was chosen to test location Harculo (Ha.1) and location Oosterbierum (Oo.1) since these dikes represent a

significant part of the riverine dikes in the Netherlands and these dikes were tested with the wave impact generator (see previous chapter).

Construction of test set-up

The construction of the test set up consisted of two phases: 1) collection of the grass-clay blocks from the real existing dike and 2) placing the blocks in the Delta Flume. The collection of the blocks was performed by using steel frameworks of 2 m x 2 m x 1 m which were pressed into the dike (see Figure 12). Then a steel plate was pressed under the steel framework and the grass-clay block was removed from the dike (see Figure 13).

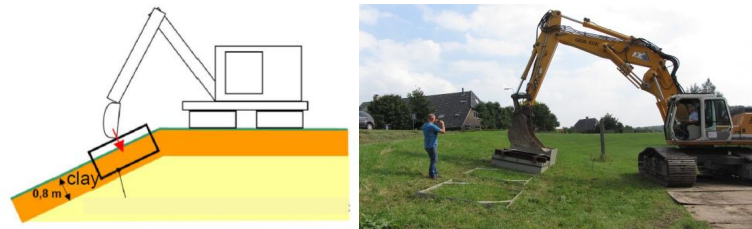


Figure 12. Pressing of steel framework into the dike.

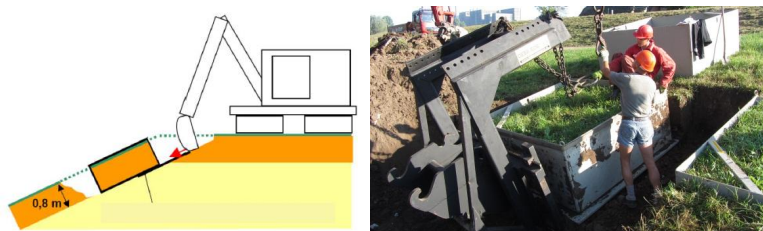


Figure 13. Shifting of steel plate under grass block and removing the grass block from the dike.

The blocks, including the steel frames, were transported to the Delta Flume and were placed in the flume. After placement, the steel frames were removed (see Figure 14). At both sides eight blocks were placed in the flume leading to a test surface of 2 m x 16 m for each test section. The thickness of the test section was approximately 0.75 m. In between the two test sections a 1 m wide concrete dummy section was constructed. Between the dummy section and the two test sections steel plates were placed to avoid lateral water movement between the sections.

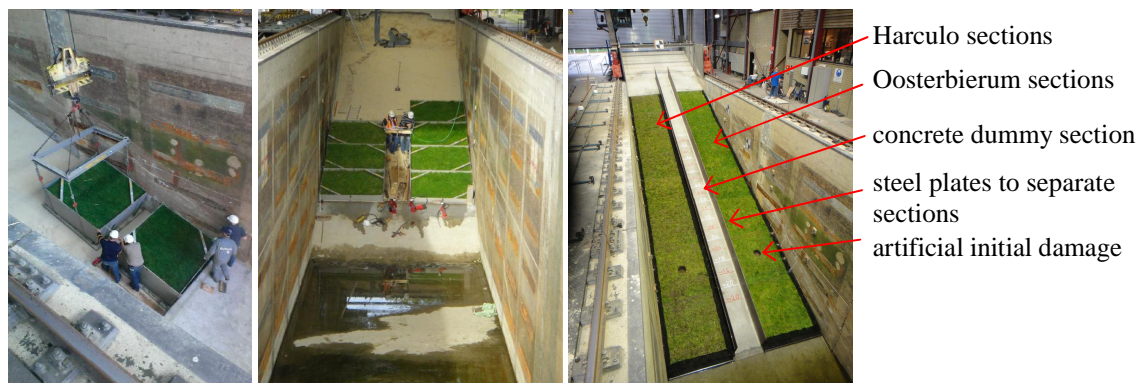


Figure 14. Placement of the grass-clay blocks in the Delta Flume.

Test programme and measurements

Four test series with different significant wave height ($H_s = \{0.5 \text{ m}; 0.7 \text{ m}; 0.9 \text{ m}; 1.1 \text{ m}\}$) were performed. The wave steepness s_{op} was approximately 4.5 %. An overview of the tests is given in Table 2. The tests were performed on three different locations of the dike (by changing the water level between the different test series). Since no damage occurred at Test Section 2 ($H_s = 0.5 \text{ m}$) this section was used again for Test Section 4. A test was carried out until the erosion was significant or until a large test duration (20 hours of testing) was obtained.

The measurements that were obtained were wave height measurements and erosion measurements. During testing the test were stopped several times to measure the erosion. This was done with a 3D laser scanner and by hand.

Test Section	H_{m0} (m)	S_{op} (-)	t (hours)
1	0.7	0.047	19
2	0.5	0.049	20
3	0.9	0.050	15
4*	1.1	0.044	10

*at location of Test Section 2

Condition of grass and clay

The grass-clay blocks were collected at the same dikes as where tests with the wave impact generator were carried out (Oo.1 and Ha.1, see previous chapter). Likewise, the same grass and clay conditions were expected which was generally also the case. At the Harculo side of Test Section 1 a clear hole due to mice / mole activities was observed. At the Oosterbierum side of Test Section 1 some sand inclusions in the clay were observed. The clay appeared to be relatively heterogenic.

The artificial initial damage had a cylindrical shape with a depth of 20 cm and a diameter of 30 cm. The location of this shape was made at the position where the maximum impact pressure was expected.

Description of tests and test results

An impression of testing is given in Figure 1. During all tests except for Test Section 2 ($H_s = 0.5$ m) the erosion pit deepened and widened during testing. In this paragraph the damage development of Harculo Test Section 1 is given as an example. The other tests sections are described in Van Steeg (2014).

A photograph of the damage after one hour is given in Figure 15. Further damage progression is given in Figure 16, which is based on laser scan measurements. Based on the laser scans, cross surface plots were made. The cross surface was made perpendicular to the slope and parallel with the flume axis. An example of the development of the cross surface plane is shown in Figure 17. The cross surface shown is the maximum measured cross-surface in the considered area.



Figure 15. Damage after 1 hour at Test Section 1 (left: Harculo, right: Oosterbierum). Blue circles indicate artificial initial damage, red circle.

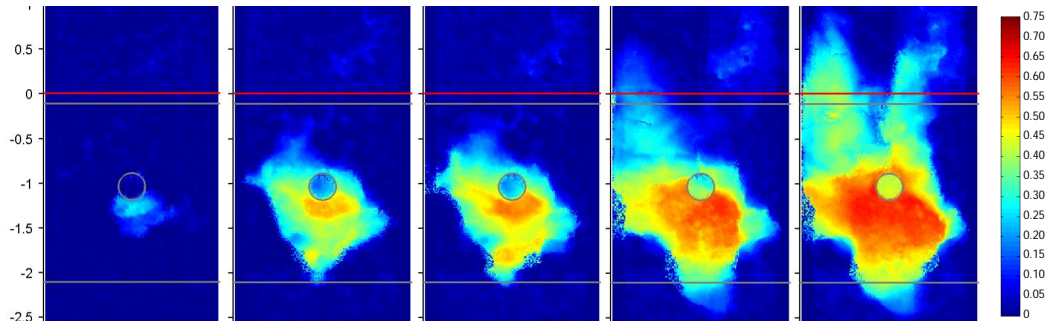


Figure 16. Impression of damage development (difference plot) of Test Section 1 ($H_s = 0.7$ m), Harculo ($t = \{1h, 5h, 7h, 13.5h, \text{ and } 19h\}$).

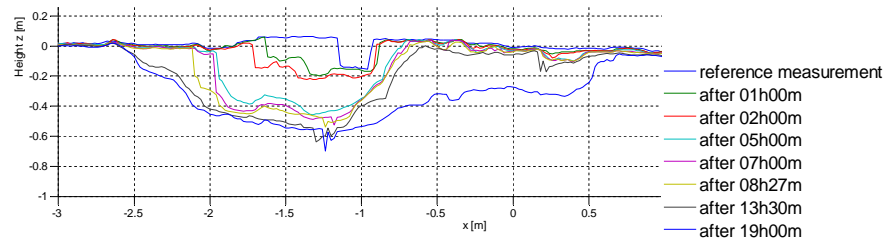


Figure 17. Profile at position with maximum erosion of surface of cross section (Harculo, Test Section 1).

Based on the measurements a maximum depth (d_{max}) and a maximum eroded surface (V_e) of a cross section could be determined for each measurement. This resulted in the graphs given in Figure 18 and Figure 19 where these parameters are plotted as function of test duration t . In these graphs also the test results obtained with the wave impact generator are plotted. For these tests, the duration (t) is determined with use of Eq. (1).

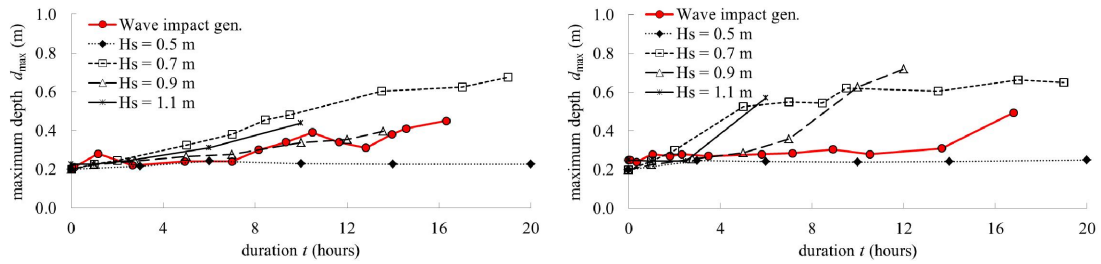


Figure 18. Maximum depth d_{max} as function of test duration t (left: Oosterbierum, right: Harculo).

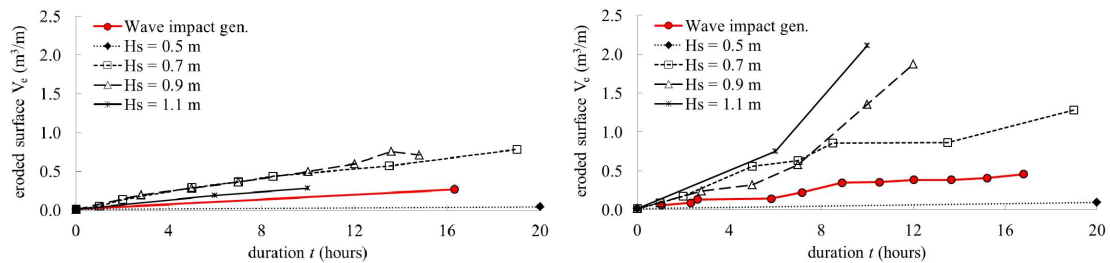


Figure 19. Maximum eroded surface V_e as function of test duration t (left: Oosterbierum, right: Harculo).

ANALYSIS

Quantification of erosion rate of tests in the Delta Flume

The erosion rate of the tests in the Delta Flume is determined in two ways:

- Based on maximum depth d_{max} of erosion pit (mm/hour)
- Based on maximum eroded surface of the cross section V_e of the erosion pit (m^3 /hour per meter dike).

A third possible parameter could be the eroded volume (m^3). It was chosen not to analyse this since this specific parameter was often influenced by side effects (presence of flume walls).

To determine a representative erosion rate R_e , a linear relation of erosion as function of duration t was assumed. This was done in two ways: Method 1 (average measured erosion rate) and Method 2 (maximum measured erosion rate) which are both based on the measured data as given in Figure 18 and Figure 19. In Method 1, the representative erosion rate is based on initial damage ($t = 0$ hours, $d_{\max} = 0.2$ m) and the average of the last two measurements. In Method 2, the maximum measured erosion rate between two measurements during a test is considered as the representative erosion rate. The erosion rate based on Method 1 and Method 2, with d_{\max} chosen as erosion parameter, is given as function of the significant wave height in Figure 20. The erosion rate obtained with the wave impact generator, as obtained at these test sections in the field, is given as a horizontal dotted line.

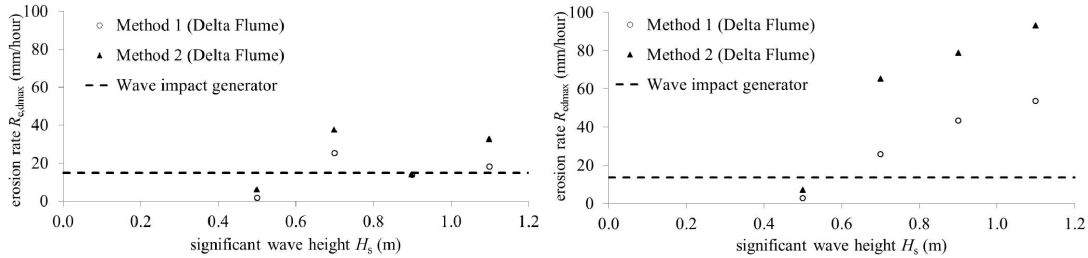


Figure 20 Erosion rate (depth d_{\max}) as function of significant wave height H_s (left: Oosterbierum, right: Harculo). The erosion rate due to the wave impact generator is given as a horizontal dotted line.

The test programme was designed in such a way that it would be possible to derive the influence of the significant wave height H_s on the erosion rate R_e . However, because each test series with a certain wave height had to be carried out on a different part of the slope, differences in grass and clay quality influenced the results. (An example is Oosterbierum Test Section 1, $H_s = 0.7$ m, which contained a lot of sand, leading to relatively fast erosion). Based on Figure 20 it is concluded that these differences dominate the test results for the Oosterbierum test sections. To cope with this problem, a certain relation between the significant wave height H_s and the erosion rate R_e is assumed. The scatter of the measurements around this relation is due to the differences in grass and clay quality. From previous research and from the test results of the Harculo test section (especially according to Method 1), it is assumed that there is a linear relation between the significant wave height H_s and the erosion rate R_e , with a certain threshold wave height. Under the threshold wave height there is hardly any erosion, and above it there is a linear increase with increasing H_s .

This way of analysing the results is the best possible, given that in each test series not only the wave height but also the grass and clay quality were different due to the strong heterogenic character of grass and clay. A simple linear relation between H_s and the erosion rate is chosen, because the number of measurements is only small and the present measurements indicate such relation. A linear relation between the significant wave height H_s and the erosion rate R_e can also be noticed in the measured average erosion (Method 1) for Oosterbierum. If we regard the measurement at $H_s = 0.7$ m as an outlier, a clear linear relation can be seen, which is quantified as follows:

$$R_{e,x} = a_x \cdot H_s + b \quad (3)$$

With $R_{e,x}$ is the erosion rate. With $x = d_{\max}$, the erosion rate is based on the maximum erosion depth d_{\max} ; $R_{e,d_{\max}}$ (mm/hour). H_s is the significant wave height (m), a_x is a coefficient for the erosion rate. With $x = d_{\max}$, the coefficient is based on d_{\max} ; $a_{d_{\max}}$ (mm/(h m)). b is a coefficient (mm/hour). It is likely that there is a threshold value for H_s (below this value no erosion occurs). Based on the graphs it is assumed that no erosion occurs ($R_{e,x} = 0$) for $H_s < 0.5$ m or:

$$R_{e,x} = 0 \quad \text{for } H_s < 0.5 \text{ m} \quad (4)$$

$$R_{e,x} = a_x \cdot (H_s - 0.5) \quad \text{for } H_s \geq 0.5 \text{ m} \quad (5)$$

Now the parameter a_x can be chosen in several ways. In this analysis this is done based on Method 1, Method 2 and a combination (envelop) of Method 1 and Method 2. An example of the combined method is given in Figure 21.

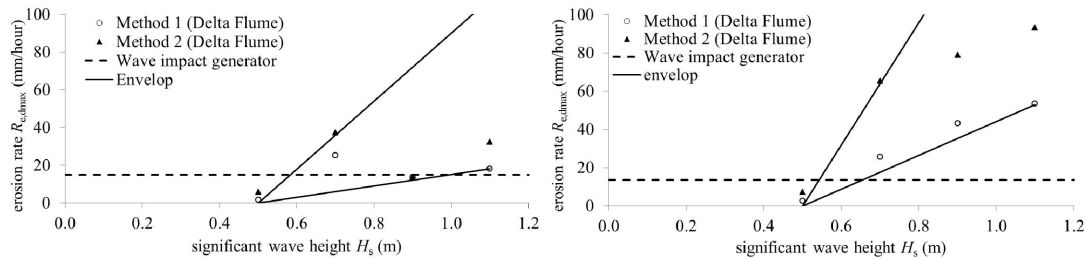


Figure 21 (linear) Envelop around measured data based on maximum erosion depth d_{max} (left: Oosterbierum, right: Harculo)

The above given analysis is performed while taking the maximum erosion depth d_{max} as damage parameter. The same analysis was performed while taking the maximum erosion surface of a cross section V_e ($a_x = a_{Ve}$ and $R_{e,x} = R_{e,Ve}$) as damage parameter. That analysis is given in Van Steeg (2014). The results are given in Figure 22.

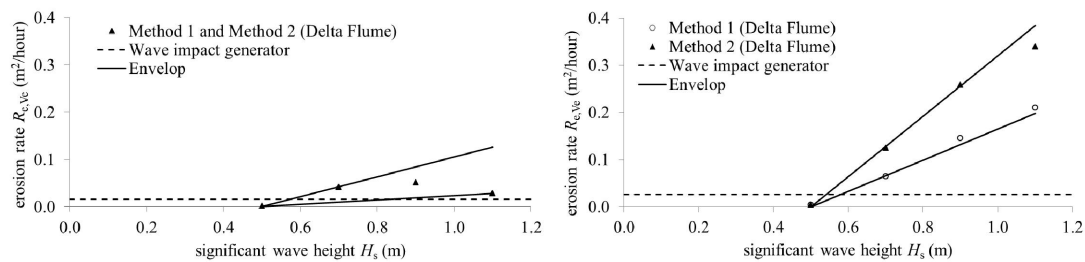


Figure 22 (linear) Envelop around measured data based on surface of cross section V_e (left: Oosterbierum, right: Harculo)

As can be seen in the analysis given above, the erosion can be expressed in several ways. Two principle choices are:

- Erosion based on the maximum erosion depth d_{max} or the maximum eroded surface of a cross section V_e .
- Erosion based on Method 1 (average erosion rate during testing) or Method 2 (maximum erosion rate in between two measurements during testing) or a combination of Method 1 and Method 2.

Overviews of the determined coefficients that can be applied in Eq. (5) are given in Table 3 and Table 4.

Coefficient a_d	Oosterbierum all data	Oosterbierum selected data*	Harculo all data
Method 1	30 - 125	30 - 35	88 - 130
Method 2	30 - 180	32 - 53	153 - 320
Combination Method 1 and Method 2		30 - 53	88 - 320

Coefficient a_{Ve}	Oosterbierum all data	Oosterbierum selected data*	Harculo All data
Method 1	0.047 - 0.21	0.047 - 0.13	0.33 - 0.37
Method 2			0.56 - 0.64
Combination Method 1 and Method 2			0.33 - 0.64

* Oosterbierum Test Section 1 ($H_s = 0.7$ m) is excluded due to strong influence of sand in this part of the test section

Eq. (4), Eq. (5), and the values given in Table 3 and Table 4 can only be used for conditions which are comparable with the tested section (same grass and clay quality) and for the same hydraulic conditions ($0.5 \text{ m} < H_s < 1.1 \text{ m}$, $s_{op} \approx 0.04 - 0.05$). In a later stage of this project an extension of this strength model will be determined in which the results obtained with the wave impact generator (lower grass and clay quality, transitions et cetera) will be included. This strength model can be implemented in future design and assessments tools.

Comparison Delta Flume and wave impact generator

In Van Steeg et al (2014) it was concluded that the hydraulic load of the wave impact generator is comparable with the hydraulic load of an irregular wave field with a significant wave height of $H_s \approx 0.6 \text{ m} - 0.7 \text{ m}$ and a wave steepness of $s_{op} \approx 0.04 - 0.05$. This conclusion was solely based on an analysis of the hydraulic pressures. It is now also possible to compare the erosion due to the wave impact generator and the erosion due to the Delta Flume which is described below.

The main goal is to find an equivalent significant wave height ($H_{s,equi}$) for which the results with the wave impact generator are as identical as possible with the results obtained in the Delta Flume. This can be done since tests with four different significant wave heights were performed in the Delta Flume leading to erosion rates as function of the wave height as given in Figure 21 and Figure 22. Based on the damage progression of tests with the wave impact generator and the Delta Flume an equivalent wave height ($H_{s,equi}$) can now be determined. Assuming identical physical processes in the Delta Flume and the wave impact generator, the erosion rate of the wave impact generator ($R_{e,wig}$) is in theory the same as the erosion rate in the Delta Flume ($R_{e,flume}$) for a certain significant wave height ($H_{s,equi}$) or:

$$R_{e,flume} = R_{e,wig} \quad (6)$$

Eq. (6) can be rewritten, based on Eq. (5) as follows:

$$a_x (H_{s,equi} - 0.5) = R_{e,wig} \quad (7)$$

Rewriting Eq. (7) gives:

$$H_{s,equi} = \frac{R_{e,wig}}{a_x} + 0.5 \quad (8)$$

This value of $H_{s,equi}$ can also be read from the intersections of the lines given in Figure 21 and Figure 22. Results from this analysis are given in Table 5. These are given as maximum and minimum of the range based on the combined method (Method 1 and Method 2) and all data included.

	Harculo	Oosterbierum
	Based on d_{max}	Based on d_{max}
$H_{s,equi}$ (m) based on d_{max}	0.54 – 0.65	0.57 – 1.00
$H_{s,equi}$ (m) Based on V_e	0.54 – 0.59	0.57 – 0.83

Although the ranges given in Table 5 are, due to the heterogenic character of clay and grass, relatively large it can be concluded that, based on the damage progression, an equivalent significant wave height of $H_s = 0.6 \text{ m} - 0.7 \text{ m}$ seems plausible.

DISCUSSION

Discussion on heterogeneity

A relatively large variation of the erosion rate was measured. This is likely due to the heterogeneity of the clay and grass. Based on the experience gained in this research it is concluded that it is likely that erosion is strongly influenced by:

- Local differences in grass and clay quality
- Sand inclusions such as sand lenses
- Mice and mole holes

Local differences were, for example, found at Harculo Test Section 3 (Delta Flume). During this test, two erosion pits were formed and a section in between these pits did hardly erode at all (see left picture in Figure 23) indicating differences in the strength of the slope. Sand lenses were detected during the collection of blocks at the Oosterbierum dike, see middle photo in Figure 23. At several places mice or mole holes were observed, see right photo in Figure 23.



Figure 23. Left: erosion pattern at Harculo Test Section 3 in Delta Flume. Middle: sand lenses observed during collection of blocks of Oosterbierum. Right: Mouse hole

Heterogenic characteristics of the grass and the soil will logically lead to heterogenic erosive behaviour which was also measured during the tests. There is a challenge how the heterogenic characteristics of grass dikes have to be parameterised for model development.

It is believed that these will partly level out since we are interested in the time until the clay and grass is completely eroded away. This implies that we look at erosion of large volumes, usually containing lumps of good and lumps of poor quality clay.

Discussion on the applicability of the wave impact generator

The wave impact generator can be used to compare several situations with each other. The hydraulic load and the erosion rate is in the same order of magnitude as wave impacts due to a wave sequence with a significant wave height of $H_s = 0.6 \text{ m} - 0.7 \text{ m}$. It is expected that grass dikes with a better clay quality than the clay in Oosterbierum or Harculo does not lead to erosion when testing with the wave impact generator. If required, the wave impact generator can be adapted to create larger impacts (e.g. by lifting the wave impact generator to a larger height which lead to higher loads, see Figure 24). For grass dikes with a comparable or lower strength the present wave impact generator can be used to obtain benchmark data to compare several situations (difference in grass and clay quality, influence of transitions and object) with each other.



Figure 24. Impression of alternative wave impact generator that can generate impacts with a larger load.

CONCLUSIONS AND FUTURE WORK

Several tests with the wave impact generator were carried out in the field on real existing dikes. Five tests had different clay and grass qualities which are described in this paper. Other tests with transition structures and objects will be described in a future publication. Two tests which were performed with the wave impact generator were also tested in a full scale wave flume. The erosive behaviour of these two grass-clay combinations were measured and analysed, which led to a preliminary erosion model which can be implemented in a future strength model.

The erosion due to loads induced by the wave impact generator is in the same order of magnitude as 'natural' waves in the wave flume with a significant wave height of $H_s \approx 0.6 \text{ m} - 0.7 \text{ m}$ and a wave steepness of $s_{op} \approx 0.04 - 0.05$. Although the loads of the wave impact generator are in the same order of magnitude as real waves, results of tests obtained with the wave impact generator should not be considered as an absolute value; the results are however very suitable to compare different situations, such as clay and grass quality, presence of transitions and object et cetera, with each other.

ACKNOWLEDGMENTS

The research is conducted within the WTI 2017 (“Research and development of safety assessment tools of Dutch flood defences”) research program of the Dutch Ministry of Infrastructure and Environment (Rijkswaterstaat) and Deltares. The contributions of Alterra Wageningen UR (analysis of grass quality), G. van der Meer (mechanical design of wave impact generator), J.W. van der Meer (advice, discussions and review of several Deltares reports as given in reference list), Gerard Kruse (analysis of soil), Dorothea Kaste and Paul Meys (3D visualisation of damage), and Infram (performing tests with wave impact generator in the field) are highly appreciated by the authors.

REFERENCES

- ENW, 2012, Guidelines for assessment of grass covers on dikes for the purpose of administrative estimate of dike quality in the Netherlands, so called extended 3rd assessment round’ (‘Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde’), October 2012
- Galema, A.A., and Mom, R., 2013, ‘Factual report wave impact tests – Harculo, Berkum and Olst’, Infram report 12i072,
- Sprangers, J.T.C.M. and Arp, W.J., 1999. Assessment parameters grass on dikes . Indicators grass on dikes and how to determine the root density (hand method) (In Dutch: Toetsingsparameters dijkgrasland. Indicatorsoorten dijkgraslandtypen en worteldichtheidsbepalingen (handmethode). IBN-Rapport.
- Steendam, G.J., 2012, ‘Factual report. Wave impact tests Slachtedyk –Sedyk’, Infram report 12i005, October 2012
- Van Steeg, P., 2012a, ‘Residual strength of grass on river dikes under wave attack. SBW research. Phase 1a: development of wave impact generator’ (‘Reststerkte van gras op rivierdijken bij golfbelasting SBW onderzoek. Fase 1a: Ontwikkeling golfklapgenerator’), Deltares report 1206012.012, April 2012.
- Van Steeg, P., 2012b, ‘Residual strength of grass on river dikes under wave attack. SBW research. Phase 1b: Development of improved wave impact generator’, Deltares report 1206012.012, August 2012.
- Van Steeg, P., 2013a, ‘Residual strength of grass on river dikes under wave attack. WTI-2017, Cluster 5. Phase 1c: Evaluation of wave impact generator and measurements based on prototype testing on the Sedyk near Oosterbierum’, Deltares report 1207811.008, April, 2013.
- Van Steeg, P., 2013b, ‘Residual strength of grass on river dikes under wave attack, WTI-2017 Cluster 5. Phase 2: Analysis of wave impact generator tests on 4 dike locations, Deltares report 1207811-008-HYE-0005, October 2013
- Van Steeg, P., 2014, ‘Residual strength of grass on river dikes under wave attack. Phase 3: Large – scale physical model tests in the Delta Flume (Harculo and Oosterbierum). Deltares report 1207811-009-HYE-0011.
- Van Steeg, P., Klein Breteler, M., Labrujere, A. (2014) Design of wave impact generator to test stability of grass slopes under wave attack, *Proceedings of 5th Conference on the application of physical modelling to port and coastal protection, in progress*
- Van Steeg, P. and Van Hoven, A., 2013a, ‘Transition and transition structures (in Dutch: Overgangen en overgangsconstructies)’, Deltares report 1208394, 2013
- Van Steeg, P. and Van Hoven, A., 2013b, ‘Transitions in grass slopes of primary water defences (In Dutch: Overgangen bij grasbekledingen in primaire waterkeringen), Deltares report 1208394, 2013.

D Memo Kansverdelingen kritisch overslagdebiet gras op zand Zwolle Olst



Memo

Aan
de heer J. Gruppen

Datum	Aantal pagina's	
22 januari 2019	11	
Contactpersoon	Doorkiesnummer	E-mail
Andre van Hoven	+31(0)88 335 7372	Andre.vanHoven@deltares.nl

Onderwerp
Kansverdelingen kritisch overslagdebiet gras op zand Zwolle - Olst

1 Inleiding

Voor dijkverbetering Zwolle - Olst wordt gekeken in hoeverre de huidige kruin en het binnentalud gehandhaafd kunnen worden. Hiervoor moet onder andere de erosiebestendigheid voldoende zijn (WBI faalmechanisme GEKB – Gras Erosie Kruin en Binnentalud). Omdat een groot deel van de bekleding bestaat uit gras op zand, valt dit buiten de reguliere rekenregels. Door Waterschap Drents Overijsselse Delta is in samenwerking met Deltares een plan van aanpak opgesteld 'Opzet PVA onderzoeksplan optimalisatie bekleding Zwolle-Olst', d.d. 15 november van Joost Frakking. In het plan staan drie stappen:

- | | |
|--------|--|
| Stap 1 | Kansrijkheid van handhaving bekleding op basis van WBI-berekeningen met kansverdelingen van kritisch overslagdebiet op basis van de golfoverslagproeven op de Vechtdijk, waarbij indicatieve waarden van invloedsfactoren voor overgangen en objecten worden meegenomen. |
| Stap 2 | Verificatie dat de erosiebestendigheid van de grasbekleding op het dijktraject Zwolle – Olst vergelijkbaar is met die van de Vechtdijk door het uitvoeren van grastrekproeven. |
| Stap 3 | Definitieve waarden erosiebestendigheid vaststellen door uitvoeren van grootschalige golfoverslagproeven. |

Onderhavig memo betreft een onderdeel van stap 1, namelijk het bepalen van kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet. Met het resultaat van deze studie kan het Waterschap Drents Overijsselse Delta de berekeningen maken met de WBI-software om te zien in hoeverre het kansrijk is om de huidige bekleding te handhaven.

2 Gebruikte informatie

Door Waterschap Drents Overijsselse Delta zijn drie dwarsprofielen geleverd waarvoor deze studie wordt uitgevoerd. De verwachting is dat dit een voldoende representatief beeld geeft om te oordelen over het zetten van de vervolgstap (2). De drie aangeleverde profielen en de kenmerken staan in Bijlage 1.

Verder is gebruik gemaakt van de resultaten van de golfoverslagproef op de Vechtdijk [1] en het memo voor de onderbouwing van de kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet voor het Ol2014v4 [2].

3 Methode, model en uitgangspunten

3.1 Methode

De kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet zijn bepaald volgens de methode zoals beschreven in [2].

Uitgangspunt is het cumulatieve overbelastingmodel (par. 3.2), waarin op basis van parameters over de belasting, belastingduur en de sterkte van de grasmat (par. 3.3) falen van de grasmat door erosie wordt voorspeld.

Enkele van de parameters worden beschouwd als stochast, waardoor gegeven een bepaald overslagdebiet dat wordt veroorzaakt door een waterstand, golfcondities en een geometrie van het buitentalud, een faalkans wordt berekend.

Onder de aanname van een lognormale kansverdeling van het kritisch overslagdebiet wordt vervolgens een kansverdeling door de discrete waarden van het kritisch overslagdebiet en de bijhorende faalkans gefit. De fit-parameters zijnde mu en sigma waarmee de kansverdeling wordt gekarakteriseerd en die in Riskeer kunnen worden ingevoerd. In Riskeer wordt de statistiek van waterstanden en golfcondities gecombineerd met de kansverdeling van het kritisch overslagdebiet, waardoor de jaarlijkse faalkans door erosie door golfoverslag wordt berekend. Deze jaarlijkse faalkans kan vervolgens worden afgezet tegen de standaard acceptabele faalkans voor dit mechanisme voor het specifieke dijktraject.

Dit memo behandelt alleen de bepaling van de kansverdeling van het kritisch overslagdebiet.

3.2 Model

Het achterliggende graserosiemodel is het cumulatieve overbelastingmodel:

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

Waarin:

D	Cumulatieve overbelasting, ook wel schadegetal (m^2/s^2).
N	Aantal overslaande golven (-).
α_M	Factor voor verdisconteren belastingverhoging bij overgangen (-).
α_a	Versnellingsfactor afhankelijk van taludhelling en lengte (-).
α_S	Factor voor verdisconteren sterkteverlaging bij overgangen (-).
U_i	Maximale dieptegemiddelde stroomsnelheid tijdens de i^{de} overslaande golf ter plaatse van de kruin (m/s).
U_c	Kritische stroomsnelheid (m/s).

Voor de achtergrond wordt verwezen naar [2].

3.3 Aannames en uitgangspunten

Belastingduur

In de cumulatieve overbelastingmethode is het aantal golven N (-) en daarmee de belastingduur van belang. Op de locaties van de gekozen profielen zijn de hoge waterstanden vooral afvoer gedomineerd. Conform [2] wordt daarom uitgegaan van

een belasting die wordt gekarakteriseerd door 5 uur lang een constant maximaal golfoverslagdebiet. De piek waarop het golfoverslagdebiet maximaal is zal korter zijn dan 5 uur, echter door uit te gaan van vijf uur wordt de belasting door de flanken van de stormopzet en golfoverslag geschematiseerd.

Belastingparameter U_i (m/s)

Voor de berekening van de parameter U_i (m/s) gedurende de stormconditie met golfoverslag wordt verwezen naar [2]. Er wordt uitgegaan van een golfveld die leidt tot een verdeling van golfvolumes en snelheden U_i die over de kruin slaan. Deze zijn afhankelijk van de golfcondities en de taludhelling van het buitentalud. In [2] is hiervoor uitgegaan van 1:4, op basis van de schematisering van de dwarsprofielen wordt in dit geval uitgegaan van 1:3. Voor de golfsteilheid op basis van H_s (m) en de diepwatergolflengte is 0,04 (-) aangehouden, evenals in [2].

Versnellingsfactor α_a (-)

Afhankelijk van de taludhelling van het binnentalud zal de stroming vanaf de kruin versnellen. Voor de locaties 1 en 3 is dit 1:3, voor locatie 2 is dit 1:3,5 (zie Bijlage 1). Op basis van Figuur 3.1 uit [2] zou grofstoffelijk kunnen worden beredeneerd dat voor locatie 1 en 3 een versnellingsfactor van 1,4 moet worden gebruikt en dat voor locatie 2 de factor 1,35 zou kunnen zijn. Omdat de invloed gering is en de methode voor de bepaling van de factor zeer grof is besloten om voor alle profielen uit te gaan van 1,4. Voor de grasbekleding op de kruin geldt een factor van 1,0.

Erosiebestendigheidsparementers U_c (m/s)

Op basis van de golfoverslagproeven op de Vechtdijk [1], een zanddijk met gras wordt in [2] een waarde aangenomen van gemiddeld 3,5 m/s met een standaardafwijking van 0,5 m/s en een normale verdeling. Hierbij wordt opgemerkt dat de zode op de Vechtdijk als 'gesloten' kan worden beoordeeld conform het WBI2017, Schematiseringhandleiding grasbekledingen. Wel was er de gebruikelijke activiteit van mollen en was er vrij veel mos in de zode aanwezig [1]. Het is echter de vraag in hoeverre de zode op het dijktraject Zwolle Olst vergelijkbaar is en er een vergelijkbare erosiebestendigheid aan toe is te kennen. Dat zou in een eventuele stap 2 en 3 verder kunnen worden onderzocht.

Invoedsfactoren voor objecten en overgangen (α_M en α_S)

De factor α_M (-) brengt in het graserosiemodel de verhoging van de erosieve belasting rondom overgangen en objecten in rekening, de factor α_S (-) de verzwakking van de grasbekleding alhier. Kwantitatief is er nog relatief weinig bekend over deze factoren. Conform [2] wordt onderscheid gemaakt in drie categorieën:

- Alleen geometrische overgang talud – achterland $\alpha_M = 1,1$ en $\alpha_S = 1$.
- 'gemiddelde overgang' bijvoorbeeld een boom, $\alpha_M = 1,5$ en $\alpha_S = 0,9$.
- Worst case overgang, $\alpha_M = 1,8$ en $\alpha_S = 0,9$.

Bij deze factoren geldt dat er geen kale grond aanwezig mag zijn, dus dat de grasbekleding aansluit op het object of overgang.

Schadegetal D (m²/s²)

Conform [2] is uitgegaan van een gemiddelde waarde van 7000 en een standaardafwijking van 700 en een normale verdeling.

4 Berekeningsresultaat

Gegeven de rekenmethode, het model en de parameters uit Hoofdstuk 3, volgen de berekeningsresultaten zoals gegeven in Tabel 4.1 de grafieken met daarin de 'fits' van de kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet zijn opgenomen in Bijlage 2.

Tabel 4.1 Samenvatting berekeningsresultaten mu (l/s/m) en sigma (l/s/m) voor de verschillende scenario's van een gesloten zode op zand

Scenario	Golfhoogte H _{mo} (m)	mu (l/s/m)	sigma (l/s/m)
Kruin, geen overgang $\alpha_a=1, \alpha_M=1, \alpha_S=1$	0,5	38	26
	1	14	4,9
	1,5	11	2,8
Talud geen overgang $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1, \alpha_S=1$	0,5	9,3	4,5
	1	6,3	2,0
	1,5	5,9	1,3
(onvermijdelijke) overgang talud-achterland $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,1, \alpha_S=1,0$	0,5	2,4	0,77
	1	2,4	0,54
	1,5	2,7	0,50
'gemiddelde' overgang, zoals een boom op het binnentalud $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,5, \alpha_S=0,9$	0,5	1,2	0,33
	1	1,3	0,24
	1,5	1,9	0,37
Worst case overgang $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,8, \alpha_S=0,9$	0,5	1,0	0,29
	1	1,0	0,17
	1,5	1,4	0,23

5 Aanbeveling

Gezien de karakterisering van de drie aangeleverde locaties wordt aanbevolen om Riskeer berekeningen te maken met de volgende waarden voor mu en sigma met als doel om te kijken of het kansrijk is om de grasbekleding van de kruin en het binnentalud te handhaven.

Scenario	Golfhoogte H _{mo} (m)	mu (l/s/m)	sigma (l/s/m)
Locatie 1 Golfhoogteklasse 0,5 m Duidelijke overgang talud-achterland Geen andere objecten of overgangen $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,1, \alpha_S=1$	0,5	2,4	0,77
Locatie 2 Golfhoogteklasse 1 m Duidelijke overgang talud-achterland Geen andere objecten of overgangen $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1,1, \alpha_S=1$	1	2,4	0,55
Locatie 3 Golfhoogteklasse 0,5 m Zeer geleidelijke overgang naar achterland Geen andere objecten of overgangen $\alpha_a=1,4, \alpha_M=1, \alpha_S=1$	0,5	9,3	4,5

Voor het meenemen van eventuele overgangen en objecten kan gebruik gemaakt worden van de waarden in de tabel in H4. Hierbij wordt opgemerkt dat er weinig bekend is over de werkelijke invloed van objecten en overgangen, vooral bij zanddijken met een grasbekleding. Gezien de rekenresultaten lijken deze verdeling ook te gaan in de richting van een vrij strikte rekenwaarde van 1 l/s/m. De faalkans neemt rondom dit golfoverslagdebiet namelijk zeer snel toe (zie bijlage 2).

6 Referenties

- [1] SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 4D Evaluatie Vechtdijk, Deltares projectnummer 1201541, J.M. van der Meer (Van der Meer Consulting), H. Verheij en A. van Hoven, 2010
- [2] Onderbouwing kansverdelingen kritisch overslagdebiet ten behoeve van het OI2014v4 Deltares projectnummer 1230090-011, A. van Hoven, J.M. van der Meer (Van der Meer Consulting), februari 2017

Datum
22 januari 2019

Pagina
6 van 11

Kopie aan
de heer F.P.W. van den Berg

Bijlage(n)
Bijlage 1 - Aangeleverde profielgegevens
Bijlage 2 - Grafieken fits kansverdelingen kritisch overslagdebiet

Datum
22 januari 2019

Pagina
7 van 11

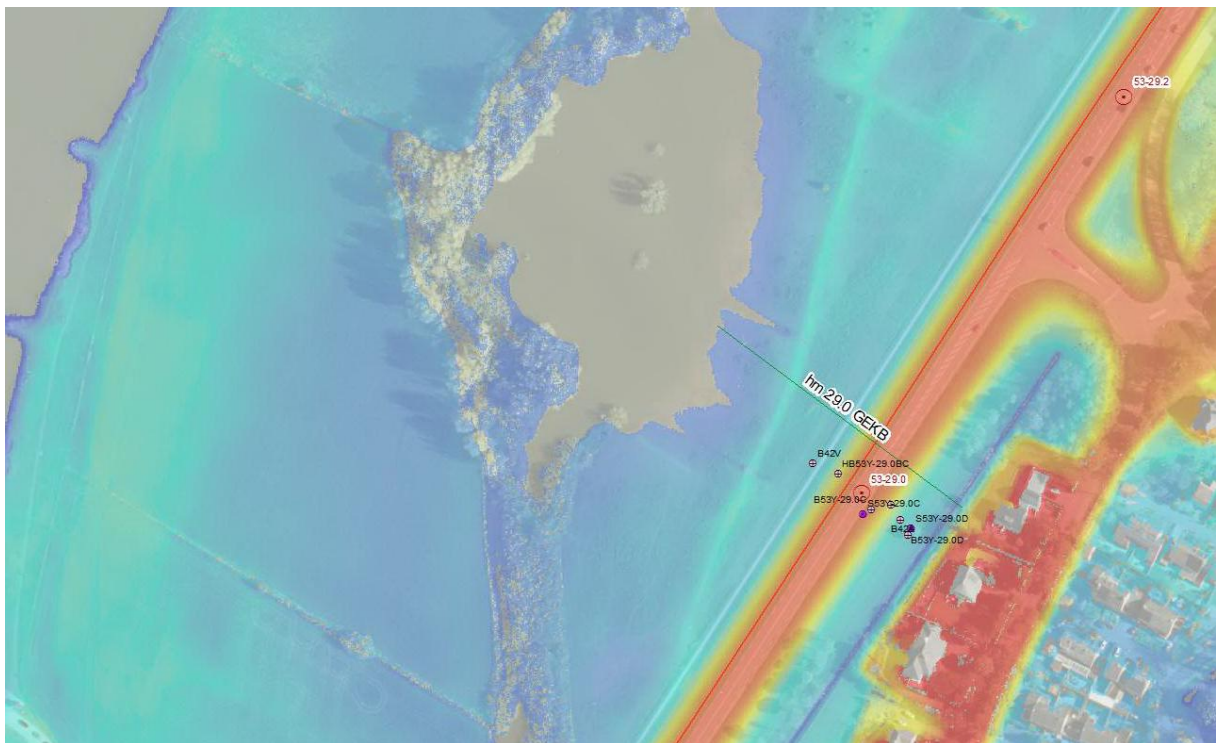
Bijlage 1 Aangeleverde profielgegevens

Locatie 1 – hm 29.0

Beschikbaar onderzoek:

HR:

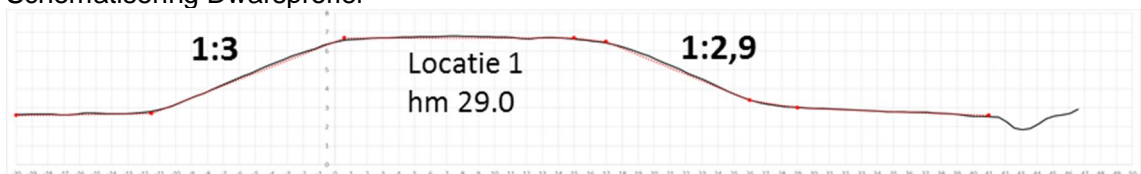
- locatie: IJ_1_53-2_dk_00221
- toetspeil (ondergrens 1/3000 jr): 5,65 m
- Hs: 0,97 m
- watersysteem: voornamelijk afvoer gedreven



Locatie 1 – hm 29.0

- HR punt: IJ_1_53-2_dk_00221
- golfhoogteklasse: 0,34 m

Schematisering Dwarsprofiel



Datum
22 januari 2019

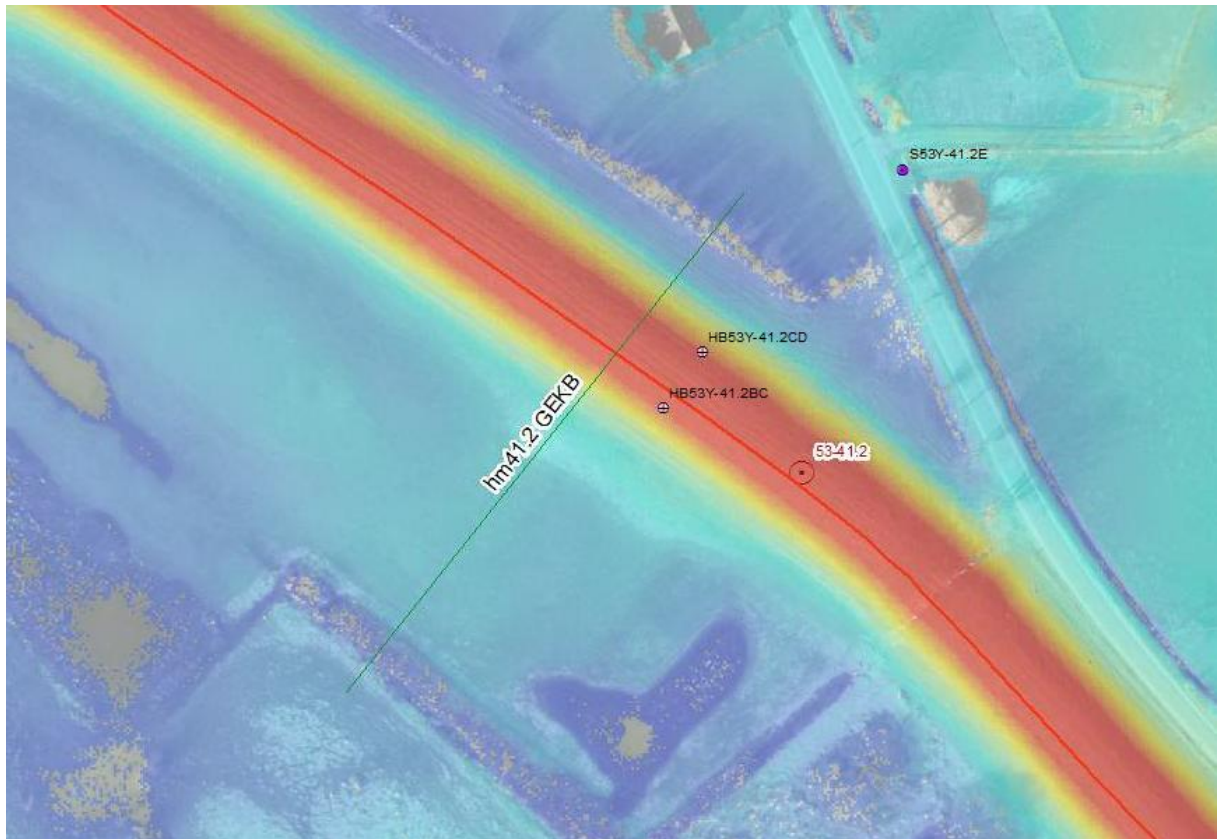
Pagina
8 van 11

Locatie 2 – hm 41.2

Beschikbaar onderzoek: HB53Y-41.2BC, HB53Y-41.2CD

HR:

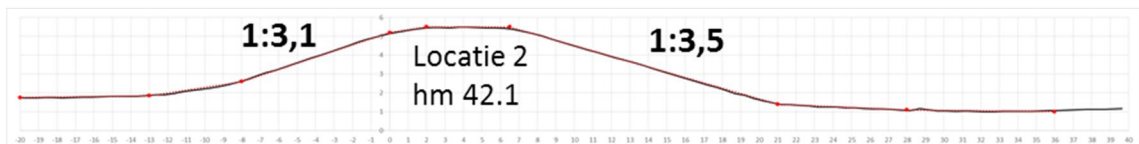
- locatie: IJ_1_53-2_dk_00342
- toetspeil (ondergrens 1/3000jr): 4,84 m
- Hs: 0,86 m
- watersysteem: voornamelijk afvoer gedreven



Locatie 2 – hm 41.2

- HR punt: IJ_1_53-2_dk_00342
- golfhoogteklasse: 0,912 m

Schematisering Dwarsprofiel

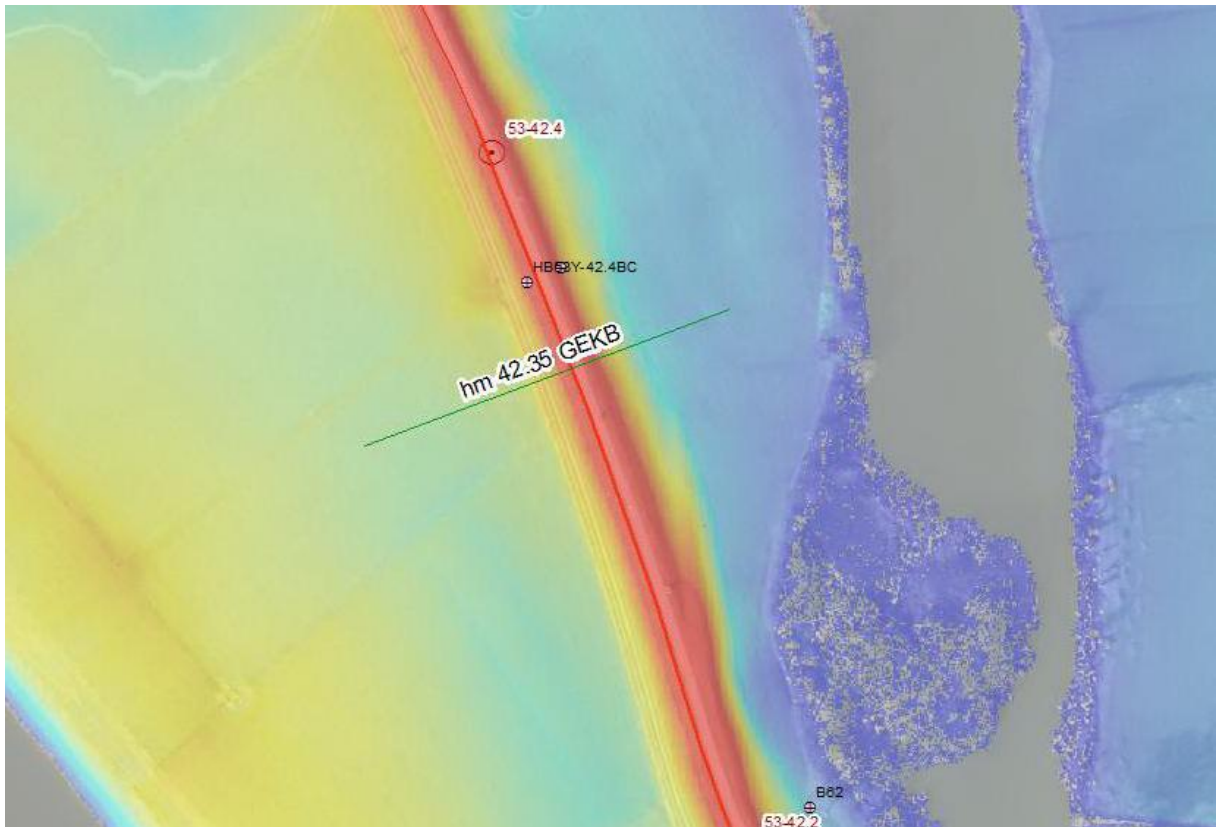


Datum
22 januari 2019

Pagina
9 van 11

Locatie 3 - hm 42.35
beschikbaar onderzoek: HB53Y-42.4BC, HB53Y-42.4CD
HR:

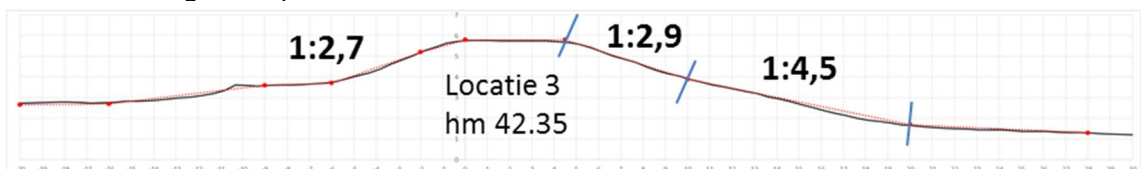
- locatie: IJ_1_53-2_dk_00353
- toetspeil (ondergrens 1/3000jr): 4,74 m
- Hs: 1,05 m
- watersysteem: voornamelijk afvoer gedreven



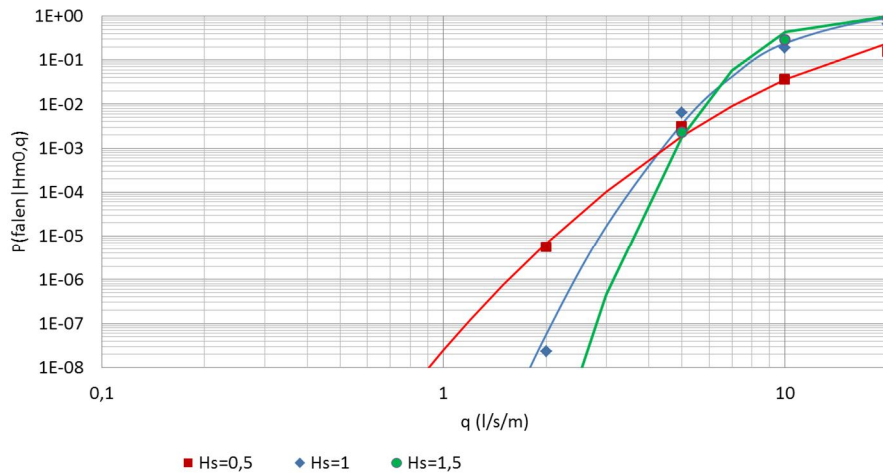
Locatie 3 - hm 42.35

- HR punt: IJ_1_53-2_dk_00353
- golfhoogteklasse: 0,41 m

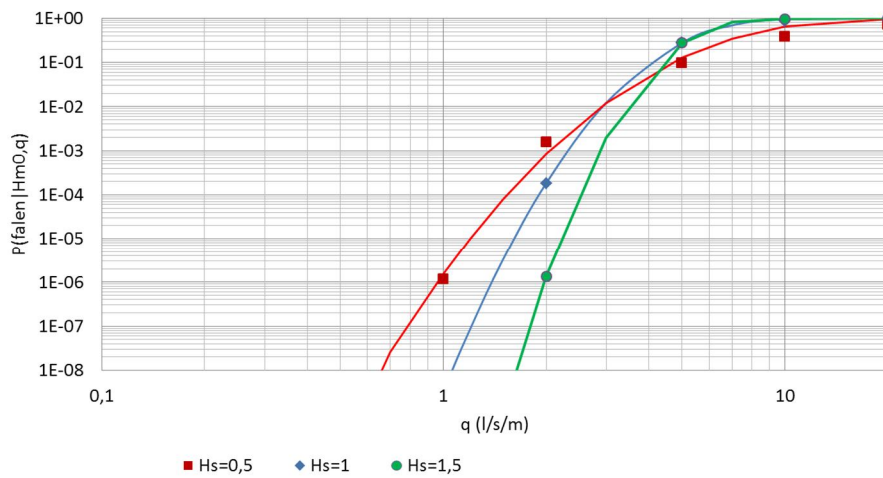
Schematisering dwarsprofiel



Bijlage 2 Grafieken met fit kansverdelingen kritisch overslagdebiet voor verschillende scenario's



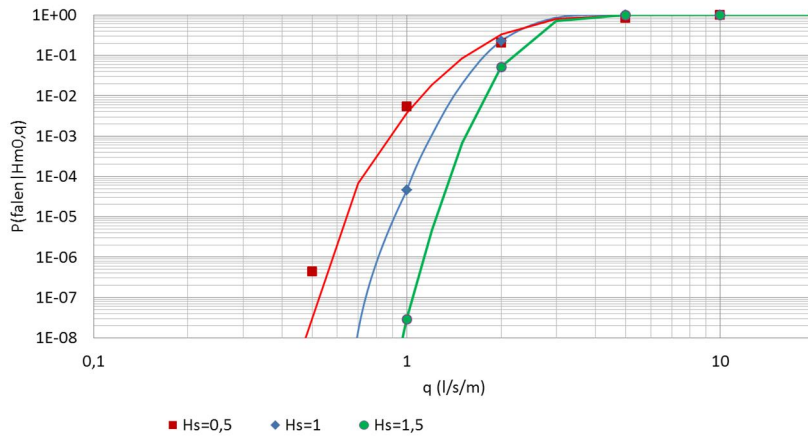
Kruin, geen overgang
 $\alpha_a=1$, $\alpha_M=1$, $\alpha_S=1$



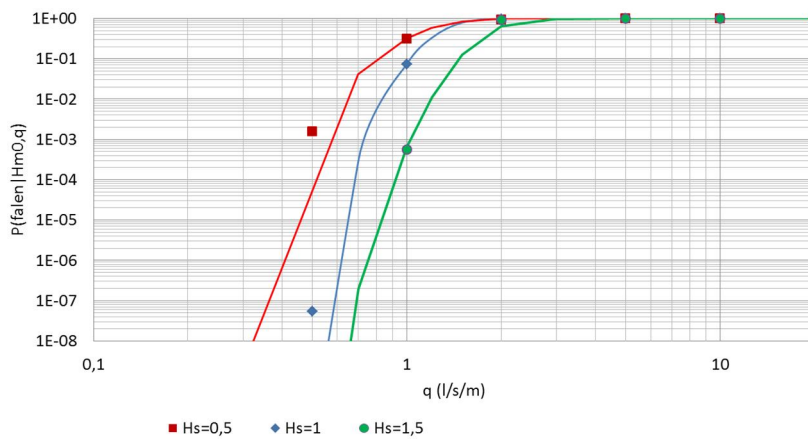
Talud geen overgang
 $\alpha_a=1,4$, $\alpha_M=1$, $\alpha_S=1$

Datum
22 januari 2019

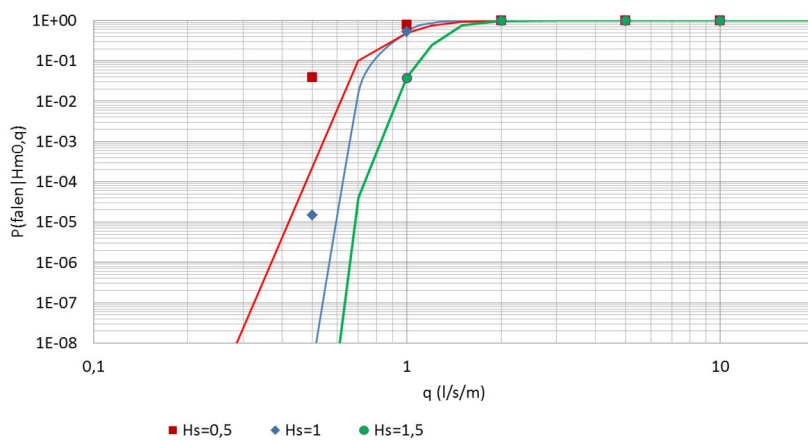
Pagina
11 van 11



(onvermijdelijke) overgang talud-achterland
 $\alpha_a=1,4$, $\alpha_M=1,1$, $\alpha_S=1,0$



'gemiddelde' overgang, zoals een boom op het binnentalud
 $\alpha_a=1,4$, $\alpha_M=1,5$, $\alpha_S=0,9$



Worst case overgang
 $\alpha_a=1,4$, $\alpha_M=1,8$, $\alpha_S=0,9$

Deltares is een onafhankelijk kennisinstituut voor toegepast onderzoek op het gebied van water en ondergrond. Wereldwijd werken we aan slimme oplossingen voor mens, milieu en maatschappij.

Deltares

www.deltares.nl