

SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding

Fase 4A Modelontwikkeling Vechtdijk

Andre van Hoven
Gijs Hoffmans
Henk Verheij
Gert Jan Akkerman
Jentsje van der Meer

1201541-000

Titel
SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding

Opdrachtgever **Project** **Kenmerk** **Pagina's**
Rijkswaterstaat Waterdienst 1201541-000 1201541-000-GEO-0021 92

Trefwoorden
Golfoverslag, gras, erosie, golfoverslagsimulator, Infiltratie, onverzadigde stroming

Samenvatting
In het kader van SBW (Sterkte en Belastingen Waterkeringen) wordt onderzoek verricht naar de sterkte van grasbekledingen op de kruin en het binnentalud bij golfoverslag. Hoofddoel van dit onderzoek is het verbeteren van toetsregels voor het VTV 2011. Het onderzoek bestaat uit cycli rondom grootschalige destructieve proeven op bestaande dijken. In het kader van onderhoudige Fase 4A Modelontwikkeling Vechtdijk, is onderzoek gedaan naar verbeterstappen voor de modellen voor de beschrijving van erosie van gras, erosie rondom objecten, erosie bij de overgang tussen talud en horizontaal, de belastingparameter bij erosie en Infiltratie. Er is gekozen voor de Vechtdijk als proeflocatie, omdat deze dijk een zeer hoog zandhalte heeft.

Referenties
Projectplan - Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding d.d. 10 augustus 2007

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	juni 2010	Andre van Hoven		Jan Blinde		Harm Aantjes	
		Gijs Hoffmans		Bas Hofland			
		Henk Verheij					
		Gert Jan Akkerman					
		Jentsje van der Meer					

Status
definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Kader en projectopzet	1
1.2 Onderzoekslocatie Vechtdijk hoog zandgehalte	2
1.3 Leeswijzer	3
2 Hydraulische parameters	5
2.1 Hydraulische randvoorwaarden en golfoverslag	5
2.2 Simuleren van een golfoverslagverdeling	8
2.3 Verkenning maatgevende belasting met maximaal momentaan debiet q_{mm}	13
2.3.1 Inleiding en probleemstelling	13
2.3.2 Relevante aspecten bij de stabiliteit van het binnentalud	14
2.3.3 Nadere analyse van de golfoverslagproeven bij 50 l/s per m en bij 75 l/s per m	16
2.3.4 Conclusie	20
2.4 Theorie laagdikten, snelheden en overslagtijden	20
2.5 Koppeling theorie met golfoverslagsimulator	24
2.6 Verdere uitwerking belastingmaat q_{mm} met t_{eff}	30
2.7 Belastingmaat q_{mm} met ondergrens	33
2.8 Belastingmaat $\Sigma(u^2 - u_c^2)$	36
2.9 Meten hydraulische parameters met de surfplank	41
3 Erosie	49
3.1 Inleiding	49
3.2 Slijterosie	50
3.3 Losscheuren	53
3.4 Erosie oprit / teentalud	62
3.5 Erosie rond boom	66
4 Infiltratie	71
4.1 Inleiding	71
4.2 Praktische interpretatie veldinfiltratieproeven	71
4.3 Tijd wateraanbod voor infiltratie bij golfoverslag	75
5 Micro-instabiliteit	81
5.1 Formules micro-instabiliteit Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies	81
5.2 Ontwikkeling model micro-instabiliteit	83
6 Conclusies en aanbevelingen	87
6.1 Conclusies	87
6.1.1 Hydraulische parameters	87
6.1.2 Erosie	88
6.1.3 Infiltratie	88
6.1.4 Micro-instabiliteit	88
6.2 Aanbevelingen	89
6.2.1 Hydraulische parameters	89
6.2.2 Erosie	89
6.2.3 Infiltratie	89

6.2.4	Micro-instabiliteit	89
7	Referenties	91
	Bijlage(n)	
A	Uitgewerkte golflijst voor 50 l/s per m	A-1
B	Uitgewerkte golflijst voor 75 l/s per m	B-1

1 Inleiding

1.1 Kader en projectopzet

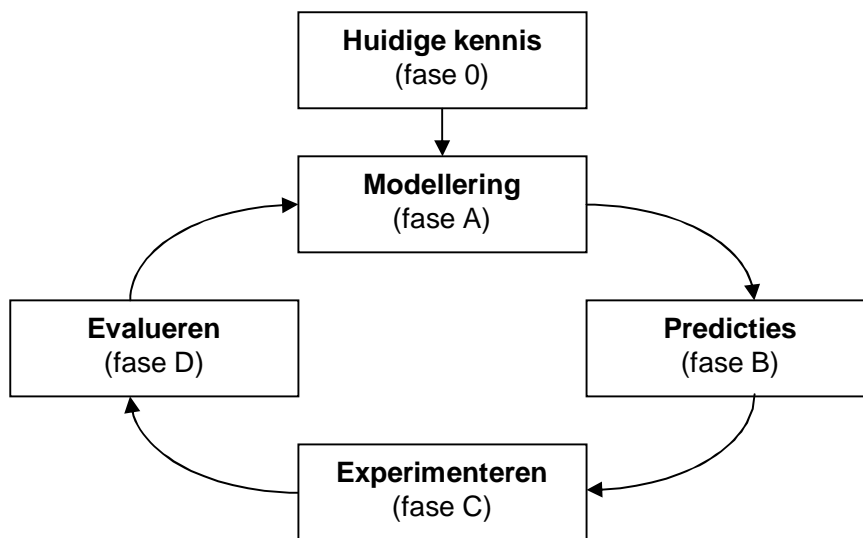
Het project Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding is een onderdeel van het Rijkswaterstaatsproject Sterkte en Belastingen Waterkeren (SBW). Het doel van dit project is het in kaart brengen van het bezwijkmechanisme van een grasbekleding bij golfoverslag en het afleiden van praktische toets- en ontwerpformules. Het project is beschreven in het Projectplan - Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding d.d. 10 augustus 2007. De resultaten van het onderzoek moeten uiteindelijk worden verwerkt in drie eindproducten: een Technische Rapport, een voorstel voor toetsregels voor het VTV 2011 en een doorkijk naar 2012 – 2016. Het voorstel voor de toetsregels zal worden geleverd aan het WTI (Wettelijk Toetsinstrumentarium) dat de toetsregels zal verwerken in het VTV.

Voor onderzoek naar de erosiebestendigheid van grastaluds bij golfoverslag wordt gebruik gemaakt van grootschalige proeven op bestaande dijken. Met behulp van de golfoverslagsimulator wordt een stormsituatie gesimuleerd, waarbij golfoverslag optreedt tot een gemiddeld overslagdebiet van 75 l/s per m. De gesimuleerde condities zijn veel zwaarder dan waarop dijken zijn ontworpen. De golfoverslag kan erosie van de grasmatten veroorzaken.

De aanstaande proeven op de Vechtdijk maken deel uit van een serie proeven. Eerder zijn proeven uitgevoerd op dijken in:

- 1 Groningen, Delfzijl - Golfoverslagproef op gras, op versterkt gras en op kale klei.
- 2 Friesland, Boonweg - Golfoverslagproef op vier stroken die gedurende 15 jaar op verschillende manieren zijn beheerd en een afschuifproef.
- 3 Zeeland, St. Philipsland - Golfoverslagproef op gras, relatief stijl talud.
- 4 Zeeland, Kattendijke - Golfoverslagproef op grastalud, met mestinjector beschadigd grastalud, open steenasfalt en op elastocoast.
- 5 Afsluitdijk – Golfoverslag op gras, gras met een klinkerbestrating onderaan het talud en langs een taludtrap en een afschuifproef.

Het eindproduct van het project, de bouwsteen ten behoeve van het VTV 2011, wordt vervaardigd middels een cyclisch proces. De grondgedachte hiervan is het KOLB-principe (zie Figuur 1.1 en <http://www.thesis.nl/kolb>).



Figuur 1.1 Kolb-cyclus

Per proeflocatie wordt deze cyclus doorlopen. Na evaluatie van proeven (fase D) worden aanbevelingen gedaan voor modelleren of modelaanpassingen (fase A) ten behoeve van de volgende proeflocatie. Hiermee wordt direct de ontwikkelde kennis c.q. inzichten ten behoeve van de volgende proeflocatie ingebracht. Iedere fase wordt afgesloten met een rapportage (tussenproduct).

1.2 Onderzoekslocatie Vechtdijk hoog zandgehalte

Deze rapportage bevat Fase 4A - Modelaanpassing Vechtdijk. De locatie Vechtdijk is uitgekozen vanwege het hoge zandgehalte in de bekleding. Voor dijken met een zandgehalte hoger dan 70% is momenteel geen toetsmethode ten aanzien van het mechanisme erosie. De invloed van een hoog zandgehalte op erosie van een grasbekleding is het hoofddoel van deze onderzoekscyclus.

Door het hoge zandgehalte kan de grond mogelijk snel tussen de wortels van het gras uitspoelen, waardoor de bekleding snel faalt. Volgens de erosiemodellen voor het taludoppervlak zou de invloed van het zandgehalte echter heel klein zijn en is de erosiebestendigheid hoofdzakelijk afhankelijk van de doorworteling. Het mechanisme waarbij zand in hoog tempo erodeert zit momenteel niet expliciet in de modellering. Hoe het erosiemechanisme precies werkt bij een extreem hoog zandgehalte zal op de Vechtdijk worden bekeken en, indien mogelijk en noodzakelijk, worden verwerkt in de modellering.

Verder zal bij het beproeven van de Vechtdijk de invloed van een boom en van een wegoevergang worden meegenomen. Bij de eerdere proeven is al een begin gemaakt met onderzoek naar het effect van verstoringen in het talud en naar de invloed van de overgang van talud naar horizontaal. Dit zal bij de Vechtdijk worden uitgebreid. Door een gevarieerd aanbod van objecten en overgangen te beproeven wordt het inzicht in het verloop van het erosiemechanisme rondom discontinuïteiten uitgebreid, wat noodzakelijk is bij de fysische beschrijving van de processen die spelen. Een praktisch doel voor het VTV 2011 is om te komen tot een kritische objectgrootte die toelaatbaar is bij een eenvoudige toetsing op golfoverslag.

Ten slotte zal een proef worden uitgevoerd met een lager en hoger golfregime. Dit biedt de opening om verschillende hydraulische belastingen om te rekenen naar een universele belastingparameter. Dit is nodig voor de extrapolatie van de proefresultaten tot dusver, die

allen zijn uitgevoerd bij een significante golfhoogte van 2 m, naar omstandigheden met een hogere en lagere golfhoogte. Naast de invloed op erosie (veel kleine volumes versus weinig grote volumes) zal het golfregime ook invloed hebben op de tijd dat er een wateraanbod op het talud aanwezig is en dus hoeveel water er kan infiltreren. Voor de bepaling van de tijd dat er een wateraanbod op het talud aanwezig is wordt een model opgezet.

De mogelijkheid bestaat dat de dijk als gevolg van de golfoverslagproeven gedeeltelijk verzadigt. In dat geval kan mogelijk micro-instabiliteit optreden. De modellen voor het beoordelen van dit mechanisme worden in de navolgende rapportage gegeven. De gegeven modellen zijn de vigerende modellen uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies en een nieuw ontwikkeld model in het kader van het Delft Cluster onderzoek naar zeeweringen. De laatst genoemde modellen hebben nog niet de weg naar de Technische Rapporten gevonden. Mogelijk kunnen waarnemingen bij de Vechtdijk een validatieslag leveren voor dit model.

De exacte locatie op de Vechtdijk staat in Figuur 1.2.



- Strook 1 – buitentalud wegovertgang
- Strook 2 – binnentalud boom
- Strook HM – meting hydraulische parameters
- Strook 3 – laag golf regime
- Strook 4 (optioneel) – hoog golf regime

Figuur 1.2 Proeflocatie Vechtdijk (foto Google Earth)

1.3 Leeswijzer

Het rapport is verdeeld in 5 hoofdstukken. Hoofdstuk 2 bevat de modelontwikkeling ten aanzien van de hydraulische parameters, hoofdstuk 3 graserosie, 4 infiltratie en 5 micro-instabiliteit. Hoofdstuk 6 bevat de conclusies en aanbevelingen voor de volgende Fase 4B Predictie Vechtdijk.

2 Hydraulische parameters

In dit hoofdstuk komen een aantal aspecten aan de orde die allemaal te maken hebben met de hydraulische belasting. Achtereenvolgens gaat het om:

- De hydraulische randvoorwaarden en de bijbehorende golfoverslag voor andere regimes dan voor een significante golfhoogte van 2 m (paragraaf 2.1). De eerdere proeven zijn allemaal uitgevoerd voor die golfhoogte en bij de komende proeven op de Vechtdijk zullen ook regimes voor een golfhoogte van 1 m en mogelijk ook 3 m worden beproefd.
- In paragraaf 2.2 wordt een vertaling gemaakt naar de te simuleren golfoverslag.
- Om de condities bij verschillende hydraulische regimes te kunnen vergelijken is het belangrijk een belastingmaat te hebben. Deze maat kan vervolgens worden gerelateerd aan de waargenomen schade. In paragraaf 2.3 wordt een eerste verkenning gedaan naar een dergelijke maat op basis van het overslagdebiet en een effectieve belastingduur. In de paragrafen 2.6 t/m 2.8 wordt verder gegaan met de belastingmaat.
- Eerst echter komt in paragraaf 2.4 de theorie van laagdikte en snelheden aan de orde, omdat in het kader van overslagproeven in de USA ook voor grotere volumes berekeningen zijn gedaan.
- Eerdere metingen op de Afsluitdijk hebben laten zien dat de theorie en de werkelijke laagdikten en snelheden niet overeenstemmen. Dit vereist aanpassing van de theoretische formules naar de situatie met de golfoverslagsimulator. In paragraaf 2.5 wordt de koppeling gelegd tussen theorie en metingen.
- In paragraaf 2.6 en 2.7 wordt verder gegaan met de belastingmaat op basis van debiet en belastingduur zoals eerder ontwikkeld in paragraaf 2.3. In paragraaf 2.6 wordt een verdere uitwerking gegeven door de effectieve belastingduur per golf uit te gebruiken waar in paragraaf 2.3 werd uitgegaan van een duur per golfklasse. In paragraaf 2.7 wordt in aanvulling daarop een onder ondergrens ingebracht veronderstellend dat beneden een bepaald debiet geen erosie optreedt.
- In paragraaf 2.8 wordt een andere belastingmaat uitgewerkt die is gebaseerd op snelheden. Deze maat vindt zijn oorsprong in de erosion-rate benadering met schuifspanningen.
- Tenslotte wordt in paragraaf 2.9 ingegaan op het daadwerkelijk meten van snelheden met de surfplank, die daartoe is uitgerust met snelheidsmeters. Beschreven wordt de ijking van het instrument.

Samengevat: in dit hoofdstuk worden diverse aspecten van de hydraulische belasting behandeld, die alle de bedoeling hebben om de hydraulische parameters tijdens de komende metingen zo goed mogelijk te kunnen bepalen en op basis daarvan een belastingmaat te kunnen ontwikkelen.

2.1 Hydraulische randvoorwaarden en golfoverslag

Bij de proeven met de golfoverslagsimulator hebben we ons tot nu toe beperkt tot één maatgevende hydraulische conditie. Dit is een gemiddelde conditie die voor zee- en meerdijken geldt, namelijk een golfhoogte van $H_s = 2$ m met een golfsteilheid van 0,04 (berekend met de piekperiode). Per overslagdebiet is een proef uitgevoerd voor een periode van 6 uur, om eventuele schadeontwikkeling in de tijd te kunnen vaststellen. Voor de

eenvoud is uitgegaan van een (glad) buitentalud van 1:4. Bij de overslagproeven wordt dan verondersteld dat een bepaalde vrije kruinhoogte aanwezig is die precies het gewenste gemiddeld overslagdebiet geeft.

Elke dijk in Nederland kent zijn eigen toets- of ontwerpomstandigheden. De golfhoogte kan groter of kleiner zijn dan 2 m. Met name bij rivierdijken kan het voorkomen dat de golfhoogte duidelijk kleiner is. Na drie jaar beproeven is er enig inzicht ontstaan in de sterkte van dijken onder golfoverslag. Maar dit geldt dan wel voor de gegeven golfconditie. Een kleinere significante golfhoogte geeft bij eenzelfde overslagdebiet meer, maar kleinere, individuele overslagen dan een grotere golfhoogte. Dit effect is tot nu toe niet onderzocht.

De beschrijving van de effecten van verschillende hydraulische belastingen op golfoverslag is het onderwerp van dit hoofdstuk. De golfoverslag zelf wordt in deze paragraaf beschreven. Andere belastingparameters of belastingmaten worden daarna verder ontwikkeld om te komen tot een eenduidige belastingmaat die verschillende hydraulische omstandigheden met elkaar kan vergelijken.

Voor de eenvoud is gekozen voor drie hydraulische belastingcondities, die vrijwel het hele bereik dekken van toetsgolfhoogten bij de Nederlandse dijken. Dit zijn golfhoogten van $H_s = 1$ m, 2 m en 3 m. Bij alle gevallen wordt uitgegaan van een golfsteilheid van 0,04, een buitentalud van 1:4 en een duur per gemiddeld overslagdebiet van 6 uur.

Tabel 2.1 geeft de piek- en gemiddelde periode voor elke golfconditie, het aantal inkomende golven en het 2%-golfoplooppniveau.

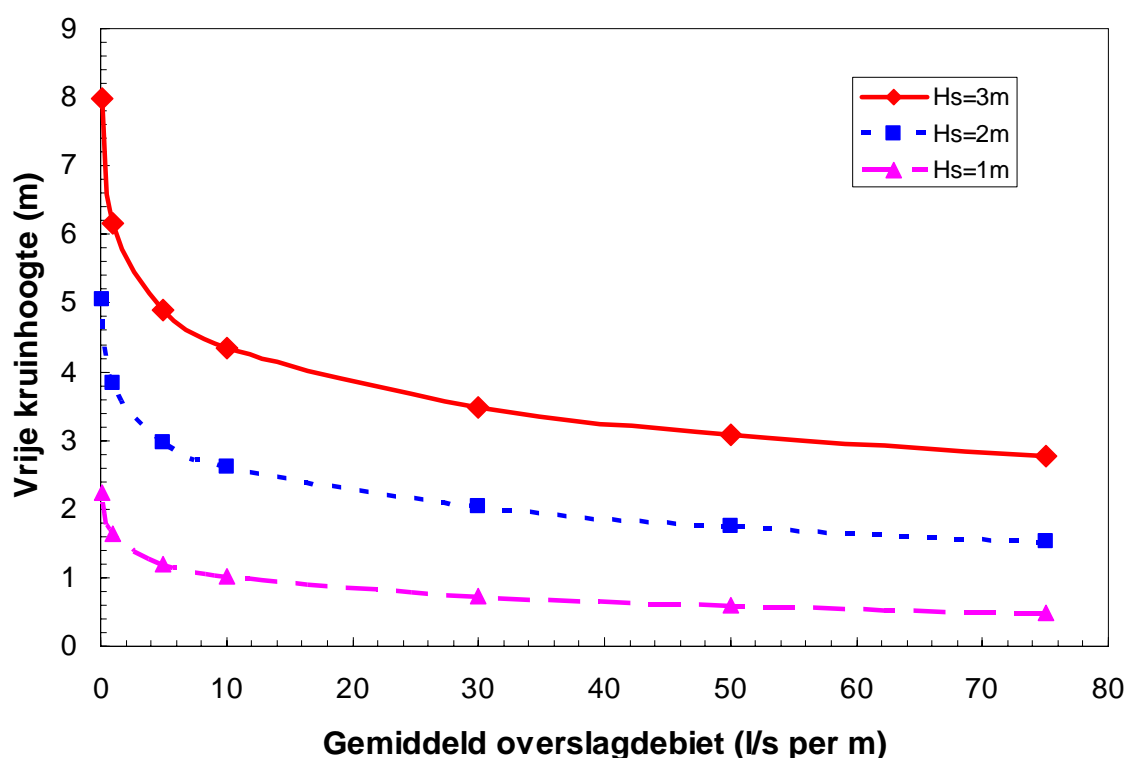
Tabel 2.2 geeft voor elke golfhoogte en enkele gemiddelde overslagdebieten van 0,1 tot en met 75 l/s per m de daarbij horende vrije kruinhoogte, het percentage overslaande golven, het aantal overslaande golven en het maximum volume van de grootste overslaande golf. Uit deze tabel volgt duidelijk dat er bij een golfhoogte van 1 m veel meer golven over de dijk zullen slaan dan bij een golfhoogte van 3 m (bij hetzelfde gemiddeld overslagdebiet) en dat het maximale volume van de grootste overslaande golf veel kleiner is.

Buitentalud $\cot\alpha = 4$; tijdsduur $t = 6$ uur			
	Golfhoogte H_s		
	1 m	2 m	3 m
Piekperiode T_p (s)	4.0	5.7	6.9
Gemiddelde period T_m (s)	3.3	4.7	5.8
Aantal golven N_w	6545	4596	3724
2%-golfoploop $Ru_{2\%}$ (m)	1.99	3.98	5.94

Tabel 2.1 Golfcondities bij drie golfhoogten

		Gemiddeld overslagdebiet q (l/s per m)						
		0.1	1	5	10	30	50	75
$H_s = 1$ m	Vrije kruinhoogte R_c (m)	2.24	1.63	1.2	1.02	0.73	0.6	0.49
	Percentage overslaande golven P_{ov}	0.7	7.2	24	35.7	59	70	78.8
	Aantal overslaande golven N_{ow}	45	471	1573	2336	3861	4583	5160
	Grootste overslaande volume V_{max} (l/m)	256	440	831	1197	2359	3401	4617
$H_s = 2$ m	Vrije kruinhoogte R_c (m)	5.06	3.84	2.98	2.61	2.03	1.76	1.54
	Percentage overslaande golven P_{ov}	0.2	2.7	11.4	18.9	36.6	47	56
	Aantal overslaande golven N_{ow}	9	126	525	867	1683	2160	2574
	Grootste overslaande volume V_{max} (l/m)	769	1222	2018	2697	4707	6387	8278
$H_s = 3$ m	Vrije kruinhoogte R_c (m)	7.98	6.16	4.89	4.35	3.48	3.08	2.76
	Percentage overslaande golven P_{ov}	0.085	1.49	7.05	12.3	26.1	34.9	43
	Aantal overslaande golven N_{ow}	3	55	262	456	972	1300	1600
	Grootste overslaande volume V_{max} (l/m)	1424	2254	3478	4509	7375	9709	12263

Tabel 2.2 Overslaggegevens bij verschillende golfhoogten



Figuur 2.1 Relatie vrije kruinhoogte versus gemiddeld overslagdebiet voor drie golfhoogten

In figuur 2.1 is voor elke golfhoogte het gemiddelde overslagdebiet uitgezet met de bijbehorende vrije kruinhoogte. Voor de vrije kruinhoogte kan ook gelezen worden de benodigde kruinhoogte, gegeven een toelaatbaar overslagdebiet. Uit de figuur kan dan ook gehaald worden hoeveel een verruiming van een toelaatbaar overslagdebiet oplevert wat betreft beperking van de benodigde kruin- of dijkhoogte. Het linkerdeel van de grafiek loopt het steilste, wat betekent dat de invloed het grootst is als een klein overslagdebiet, zoals 1 l/s per m, wordt vergroot. Een verruiming naar 5 of 10 l/s per m levert duidelijk een meter of meer winst op. Wat ook opvalt is dat deze winst duidelijk kleiner is voor kleinere golfhoogten.

2.2 Simuleren van een golfverslagverdeling

In TAW 2002 en ook de Overtopping Manual (2007) wordt een formule gegeven voor de verdeling van overslaande volumes per golf als het gemiddeld overslagdebiet bekend is, de tijdsduur van overslag en ook het aantal overslaande golven.

$$P_V = P(\underline{V} \leq V) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{V}{a}\right)^{0.75}\right] \quad (2.1)$$

$$\text{met } a = 0.84 \cdot T_m \cdot \frac{q}{P_{ov}} \quad (2.2)$$

Hierin is V het volume van een overslaande golf (m^3 per m), T_m de gemiddelde golfperiode, q het gemiddeld overslagdebiet en P_{ov} de kans op overslaande golven. Voor T_m/P_{ov} kan eventueel ook t/N_{ow} worden genomen, waarbij t de totale duur van overslag is (in seconden) en N_{ow} het aantal overslaande golven.

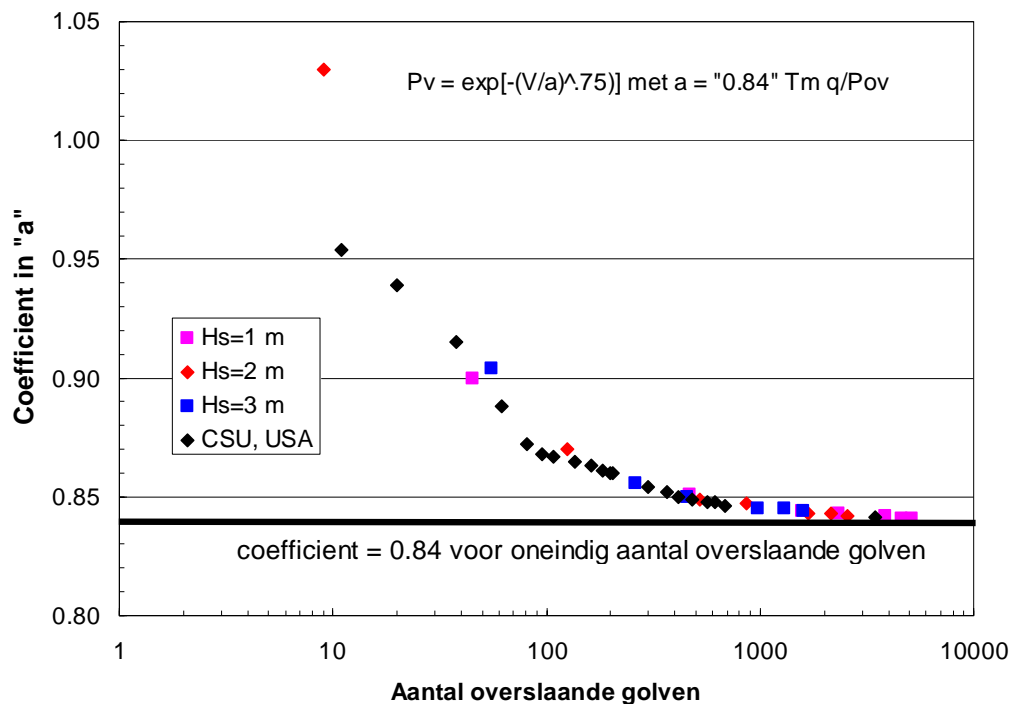
De coëfficiënt 0,84 volgt uit de vorm van de verdeling, welke gekarakteriseerd wordt door de coëfficiënt 0,75 in formule 2.1. In feite wordt deze coëfficiënt gevonden door integratie over de verdeling.

Bij het bepalen van een golfverslagverdeling om deze te kunnen simuleren in een proef, worden discrete volumes berekend met formules 2.1 en 2.2. Al deze volumes opgeteld moeten gelijk zijn aan het gemiddelde debiet maal de tijd van overslag. Een gemiddeld overslagdebiet van 10 l/s per m gedurende 6 uur, moet dan bijvoorbeeld een totaalvolume van $10 \times 6 \times 3600 = 216.000$ l per m opleveren. Bij het samenstellen van de golfverslagverdelingen voor de simulator bleek dit echter niet te kloppen. De te simuleren verdeling moest echter al worden aangepast aan een minimumvolume (ongeveer 5 s maal het gemiddeld debiet dat werd gesimuleerd) en soms ook aan een maximum volume (de capaciteit van de simulator is beperkt tot $5,5 \text{ m}^3$ per m). Bij deze aanpassingen werd er dan voor gezorgd dat het totaalvolume kloppend werd gemaakt.

Een methode is om de oorspronkelijke verdeling kloppend te maken. Het verschil wordt veroorzaakt doordat de coëfficiënt 0,84 alleen geldt voor een oneindig aantal overslaande golven. De coëfficiënt moet groter zijn als er minder overslaande golven zijn. Bij het samenstellen van de overslagverdelingen is deze coëfficiënt zodanig iteratief aangepast dat de totaalvolumes met elkaar in overeenstemming waren.

Figuur 2.2 geeft de benodigde coëfficiënt, zoals deze iteratief is berekend voor elke overslagconditie. De afwijking is het grootst als er minder overslaande golven zijn. Bij minder dan 100 overslaande golven is de coëfficiënt 0,87 of groter. Bij meer dan 1000 overslaande golven is de waarde vrijwel 0,84.

Met de gegevens in tabellen 2.1 en 2.2 voor elke hydraulische conditie, is voor elk overslagdebiet een verdeling van overslaande volumes uitgerekend volgens formules 2.1 en 2.2, waarbij steeds iteratief de juiste coëfficiënt "a" is bepaald. Het totaal overslaand volume kwam dan overeen met het debiet maal de tijdsduur van 6 uur. Als er dan volumes groter dan 5500 l per m waren (de maximale capaciteit van de overslagsimulator), dan zijn al deze volumes op 5500 l per m gezet en zijn ook de aansluitend kleinere volumes op deze waarde gezet, totdat het totaalvolume weer klopte.



Figuur 2.2 De coëfficiënt "a" als functie van het aantal overslaande golven

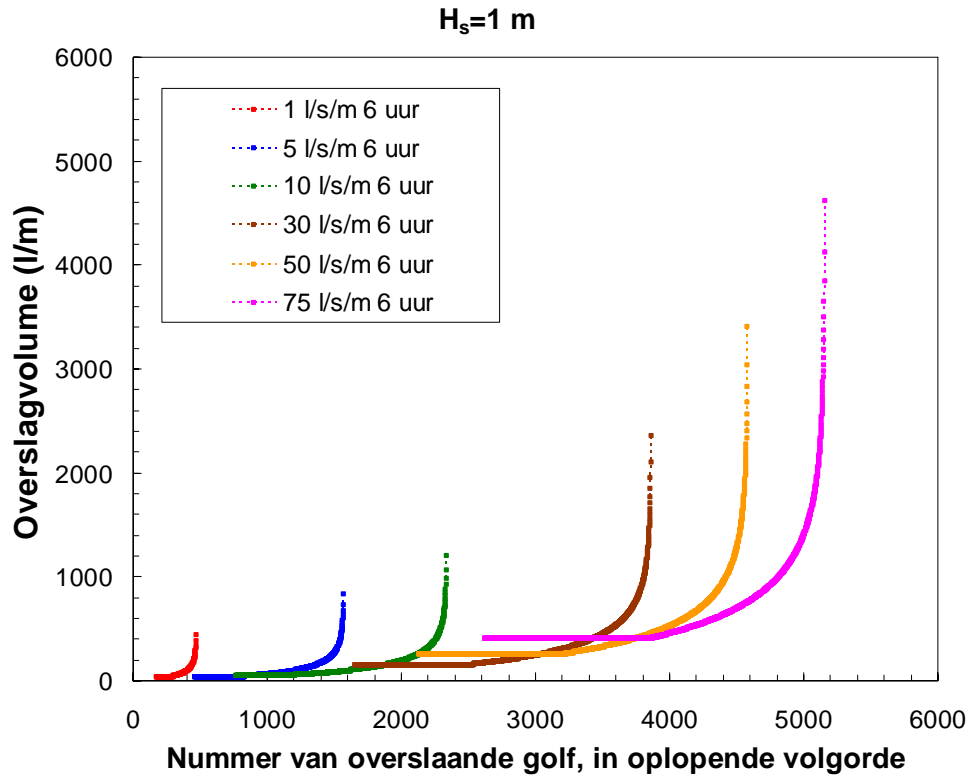
Als laatste stap zijn de allerkleinste volumes weggelaten en vervangen door het minimum volume. Het minimum volume wordt bepaald door het pompdebiet (= overslagdebiet) en een minimaal benodigde tijd om de klep van de simulator te openen en te sluiten. Deze tijd is ongeveer 5 s of 6 s. Een overslagdebiet van 5 l/s per m krijgt dan een minimum volume van 30 l per m en een overslagdebiet van 75 l/s per m een minimum volume van 400 l per m. Er werden zoveel minimum volumes toegevoegd tot het totaal overslaand volume weer klopte.

Al deze berekende overslagverdelingen zijn bedoeld om door de overslagsimulator te worden gesimuleerd. Figuren 2.3 – 2.5 geven al deze verdelingen voor elke hydraulische conditie. De overslagvolumes die volgen uit de verdeling zijn op volgorde van grootte uitgezet, waarbij nummer 1 de kleinste is. Uit de figuren volgt dat bij $H_s = 1$ m het maximum volume van 5500 l per m van de simulator nooit wordt bereikt, maardat er bij 75 l/s per m wel 5000 overslaande golven in 6 uur kunnen voorkomen. Doordat erg veel hiervan kleiner zijn dan het minimum wat redelijkerwijs door de simulator kan worden gemaakt (400 l per m bij 75 l/s per m debiet), worden bijna 4000 van deze kleine volumes gesimuleerd door iets meer dan 1000 overslaande volumes met dit minimum, zie figuur 2.3.

Bij $H_s = 2$ m bereiken de debieten van 50 en 75 l/s per m het maximum van 5500 l per m, zie figuur 2.4, maar dit betreft maar een klein aantal golven. Het theoretische aantal overslaande golven bij 75 l/s per m is ongeveer 2500, maar dit wordt door ongeveer 1500 overslaande golven gesimuleerd.

Bij $H_s = 3$ m bereikt ook het overslagdebiet van 30 l/s per m het maximum van 5500 l per m, zie figuur 2.5. Bij 75 l/s per m zijn er veel overslaande golven met dit maximum, terwijl er maar net iets meer dan 1000 overslaande golven worden gesimuleerd. Bij 5 l/s per m overslagdebiet wordt een maximum bereikt van 3500 l per m, wat bij $H_s = 1$ m pas wordt

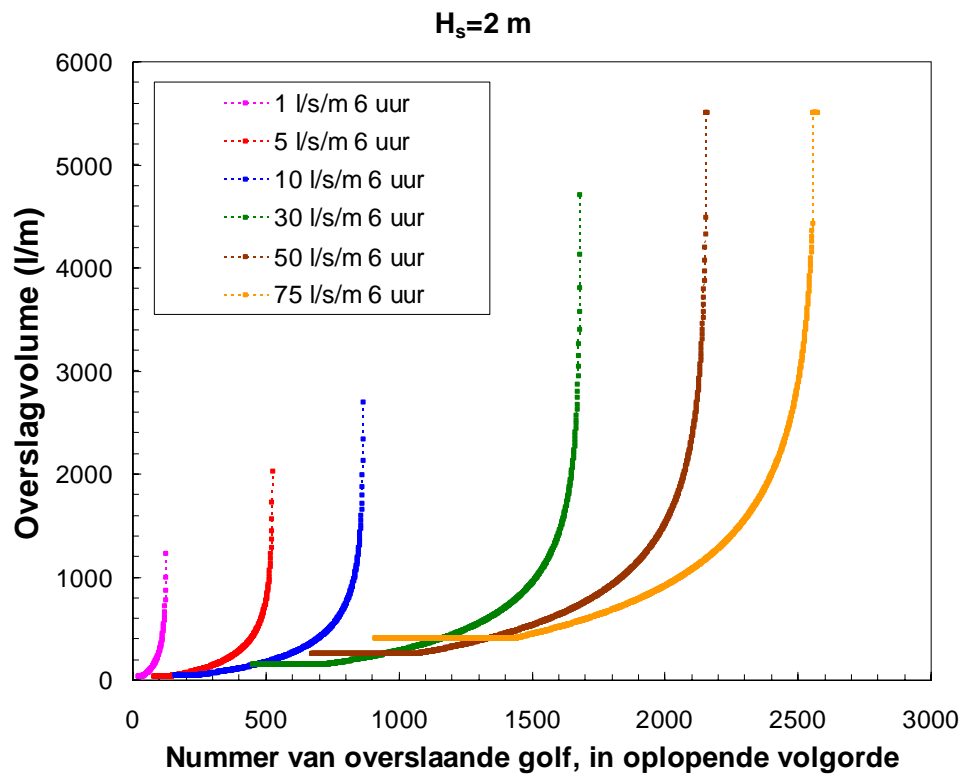
bereikt bij een overslagdebiet van 50 l/s per m, zie figuur 2.3. De verschillende hydraulische condities geven dus duidelijk verschillende verdelingen van overslaande golven.



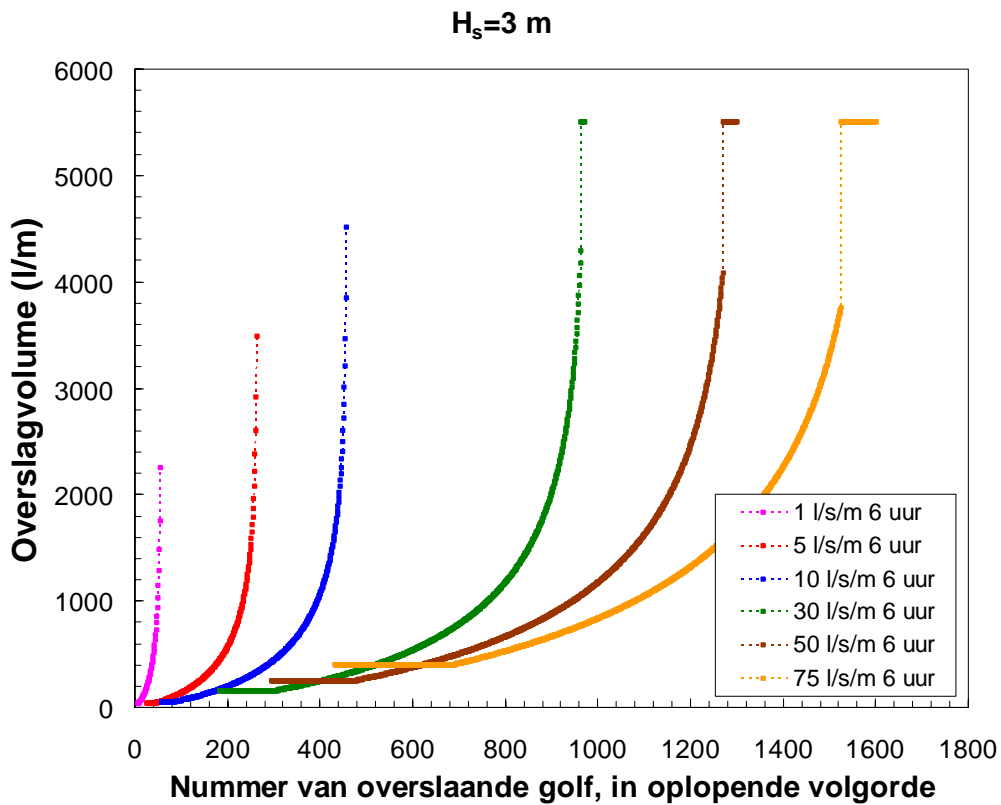
Figuur 2.3

Te simuleren overslagverdelingen voor $H_s = 1$ m

(opm: op de horizontale as verwijst de term "nummer" naar het berekende overslagvolume waarbij nummer 1 de kleinste is).



Figuur 2.4 Te simuleren overslagverdelingen voor $H_s = 2$ m



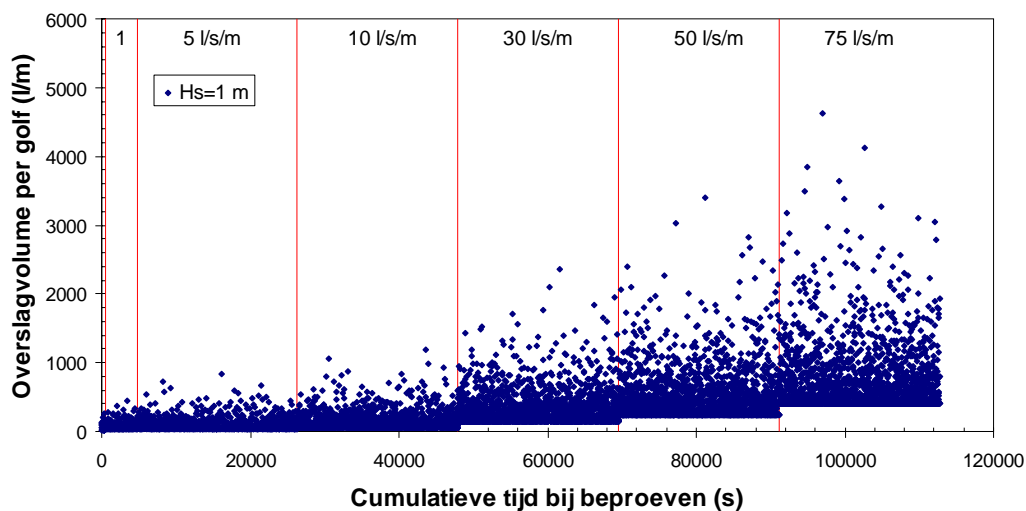
Figuur 2.5 Te simuleren overslagverdelingen voor $H_s = 3$ m

Figuren 2.3 – 2.5 geven de verdeling van overslaande volumes van klein naar groot. Dit is niet de volgorde waarin de overslag door de overslagsimulator wordt gesimuleerd. De berekende overslagvolumes worden met een random generator willekeurig achter elkaar geplaatst en hiermee wordt de stuurfile voor de overslagsimulator gemaakt. Opgemerkt wordt dat bij golfgroepen grote overslagevents vaak vlak na elkaar optreden.

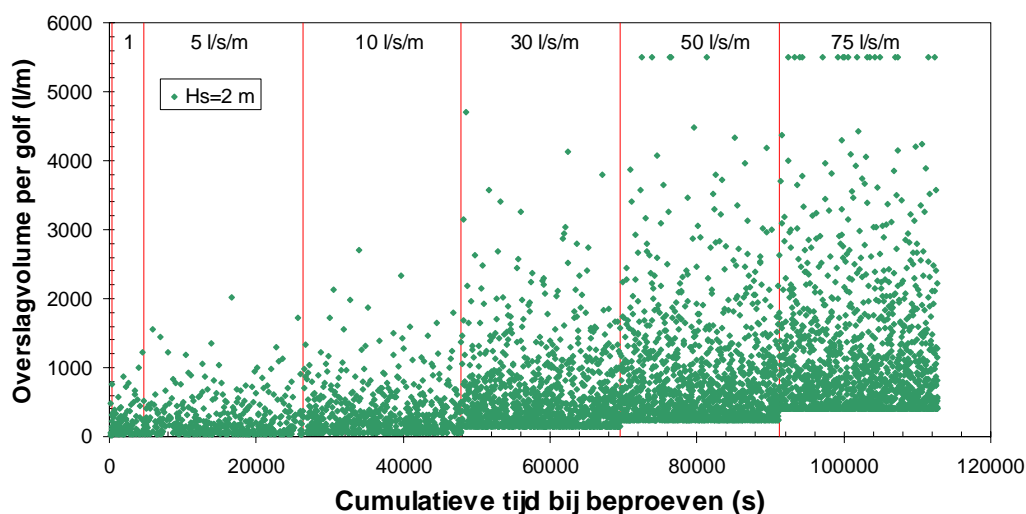
Figuren 2.6 – 2.8 geven de te simuleren overslagvolumes in de tijd. Alle overslagdebieten zijn achter elkaar gezet in blokken van 6 uur (de proefduur per overslagconditie). Alleen voor 0,1 en 1 l/s per m wordt de uitvoering versneld. Hierbij wordt een groter debiet gepompt, maar worden wel de juiste overslagvolumes gesimuleerd. Dit wordt gedaan omdat een heel klein debiet niet goed is in te stellen en omdat het weinig zin heeft om bijvoorbeeld 30 minuten tussen twee overslaande golven te laten. Er wordt van uitgegaan dat als er enige ruimte tussen twee overslaande volumes zit, deze volumes elkaar niet beïnvloeden. Daardoor is het mogelijk de kleine overslagdebieten zonder consequenties versneld uit te voeren.

De random volgorde van overslagvolumes is nu duidelijk te zien in de figuren. Ook dat een lagere hydraulische conditie van $H_s = 1$ m meer maar kleinere overslagen geeft dan een hogere conditie van $H_s = 3$ m.

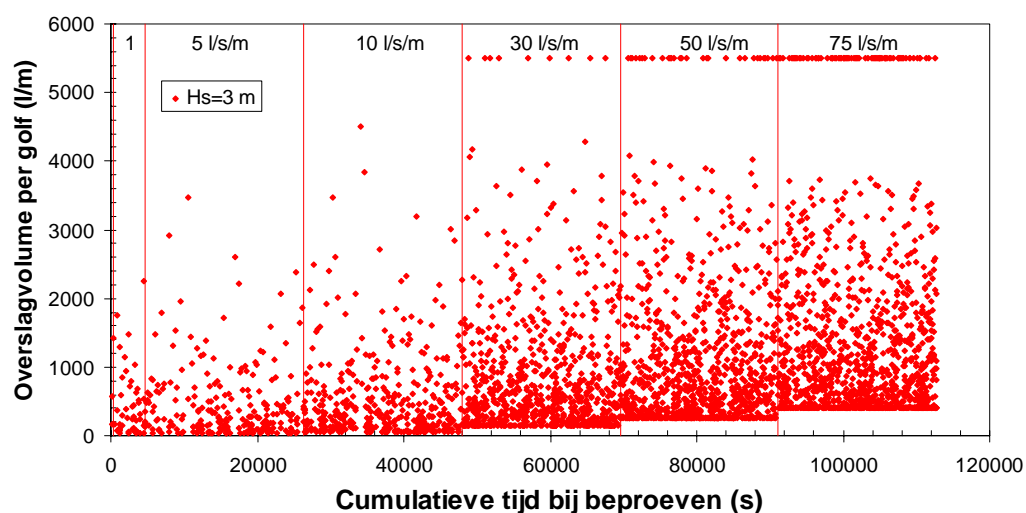
De grote vraag is dan nu: welke belastingparameter kan worden ontwikkeld die direct het verband legt tussen de verschillende condities. Het vervolg van dit hoofdstuk gaat daar op in.



Figuur 2.6 Te simuleren overslagvolumes in de tijd; $H_s = 1$ m



Figuur 2.7 Te simuleren overslagvolumes in de tijd; $H_s = 2$ m



Figuur 2.8 Te simuleren overslagvolumes in de tijd; $H_s = 3$ m

2.3 Verkenning maatgevende belasting met maximaal momentaan debiet q_{mm}

2.3.1 Inleiding en probleemstelling

Deze sectie gaat in op de mogelijke invloed van de golfverdeling op de stabiliteit van het binnentalud van dijken onder invloed van golfoverslag en de daaraan gerelateerde maatgevende belasting. Het gaat hierbij niet om een sluitend bewijs, maar meer om het aannemelijk maken welke golven uit een golfspectrum tijdens een storm het meest maatgevend zijn voor de stabiliteit en welke belastingparameter daarbij het beste kan worden gehanteerd. Tot dusverre zijn de overslagproeven in Groningen (ComCoast), Friesland, Zeeland en de Afsluitdijk uitgevoerd met een golfklimaat dat redelijk overeenkomt met de gemiddelde ontwerpcondities voor de Nederlandse kust. Op bijvoorbeeld de Hondsbossche Zeewering zijn de golfcondities veel zwaarder en langs de Nederlandse (beneden)rivieren veel minder zwaar dan die welke tot dusverre zijn onderzocht. In het laatste geval zijn de golfhoogten veel lager, maar zijn er wel veel meer golven die overslaan tijdens storm.

Eerder is door Royal Haskoning een opzet voor verdere analyse gemaakt in het kader van begeleiding van het afstudeerwerk van Rob Raaijmakers en Chris Koolwijk van de Avans Hogeschool in Den Bosch; beiden hebben Infram ook geassisteerd bij de overslagproeven in Friesland en Zeeland. Door de onzekerheden en inconsistenties in stroomsnelheid en laagdikte bij de overslaggebeurtenissen waren de uitkomsten echter discutabel en ook was de middeling van belastingen en tijdsduur niet goed onderbouwd. Deze analyse baseert zich op nieuwe inzichten in stroomsnelheden en laagdiktes en hanteert ook een andere weging om tot één karakteristiek overslagdebiet en bijbehorende totale exposuretijd te komen voor de gehele storm.

De uitkomsten hiervan worden vergeleken met de CIRIA¹ grafiek voor grasstabiliteit (Hewlett et al, 1987), waarbij deze is omgeschreven naar toelaatbaar debiet (gegeven een bepaalde exposuretijd) in plaats van een toelaatbare stroomsnelheid.

Voorafgaande aan de analyse wordt ingegaan op de van belang zijnde aspecten bij de stabiliteit van het binnentalud van dijken onder invloed van golfoverslag, waarbij als referentie wordt gekeken naar de stabiliteit van bijvoorbeeld een spillway bestaande uit losgepakt steenachtig materiaal, waarbij zich een vergelijkbare stroming voordoet als bij golfoverslag, hoewel deze laatste zeer kortstondig is.

2.3.2 Relevante aspecten bij de stabiliteit van het binnentalud

Discussie schuifspanning versus debiet (of stream power)

Bij een goed ontwikkelde stroming (eenparig, goed aangepaste snelheidsverticaal, normale turbulentie) is de schuifspanning een goede maat voor de stabiliteit van losgepakt bodemmateriaal. Alternatieven zijn het debiet of de stream power, welke beide relatief eenvoudig kunnen worden bepaald of bekend zijn in tegenstelling tot de schuifspanning (streampower is daarbij gedefinieerd als het product van debiet en taludhelling).

De stroming bij golfoverslag wijkt echter sterk van af de goed ontwikkelde stroming waar hierboven sprake van is:

- sterk veranderlijk
- snelheidsverticaal is niet aangepast, d.w.z. niet-logaritmisch
- extreem hoge turbulentie
- veel aeratie.

Bij steenstabiliteit is bekend dat, voor niet-ontwikkelde stroming, de hoogste schuifspanningen bepalend zijn voor de stabiliteit, voor zover de turbulentiestructuur in staat is de stenen ook daadwerkelijk te kunnen verplaatsen, m.a.w.: de stenen dienen niet te groot te zijn t.o.v. van de karakteristieke turbulentiestructuren (ofwel: de waterdiepte). Worden de stenen relatief groot (dit is het geval bij $h/D < 5$) dan wordt de stabiliteit groter, omdat de massatraagheid van de stenen een rol begint te spelen.

Een ander punt is dat op steile hellingen, bijvoorbeeld rockfill spillways, de stroming slecht gedefinieerd is door de sterke luchtinsluiting en de extreme turbulentie. Daarmee zijn de momentane schuifspanningen (die gekoppeld zijn aan de momentane stroomsnelheid) niet

1. CIRIA grafiek: Grafiek waarin de standtijd van een graszode (horizontale as) is uitgezet tegen de stroomsnelheid (verticale as). Deze grafiek is gebaseerd op overloopprouwen op jong gras en vormt de basis van de gedetailleerde toetsing in het voorschrift toetsen op veiligheid 2006

eenduidig te bepalen. Daarom zijn voor dit soort steile hellingen criteria voor de steenstabiliteit afgeleid die niet meer aan de stroomsnelheid maar aan het debiet en aan de helling zijn gerelateerd. Het toelaatbaar debiet is daarbij een nagenoeg lineaire functie van de helling, bijvoorbeeld (Akkerman, 1998²):

$$\frac{q_c}{g^{0,5} (\Delta D)^{1,5}} = \frac{a}{(\sin \alpha)^{1,17}} \quad (2.3)$$

Met a = coëfficiënt die afhankelijk is van het type, de pakking (stapeling) en de samenhang van het breuksteenmateriaal. In deze formule is q_c nagenoeg recht evenredig met de helling (met de macht 1,17 zijn de afwijkingen ten opzichte van een macht 1,0 klein bij hellingen tot rond 1:3).

We kunnen vervolgens naar het concept van streampower kijken, dat is gedefinieerd als $q \cdot \text{helling}$. Bij unit streampower is sprake van snelheid \cdot helling, maar deze definitie lijkt hier dus minder geschikt door het slecht gedefinieerde snelheidsbeeld.

Omdat de hellingen van onze binnentaluds van de zeedijken praktisch weinig variëren (gemiddeld rond 1:3 en vrijwel altijd tussen 1:3,5 en 1:2,5) zou naar analogie met steenstabiliteit als eerste benadering het overslagdebiet (per tijdseenheid) als maatgevend kunnen worden beschouwd voor alle zeedijken. Deze debieten kunnen met golfoverslagformules worden geschat, waarbij de meest recente formules kunnen worden gebruikt (zie paragraaf 2.4). Voor rivierdijken zou wél rekening kunnen worden gehouden met het steilere binnenbeloop.

Een onzeker punt vormt nog de mogelijkheid dat onderdrukken in hoge mate de stabiliteit van de zode zouden kunnen bepalen. Dit speelt bij een stenen helling niet een expliciete rol, omdat een dergelijke verdediging goed doorlatend is.

Discussie vermoeiing en golfspectrum

Anders dan bij steenstabiliteit, speelt vermoeiing bij de stabiliteit van de graszode een belangrijke rol. Dit blijkt wel uit de CIRIA grafiek voor stabiliteit van de zode (Hewlett et al, 1987), waarbij bijvoorbeeld na een belasting van 10 uur de sterkte in termen van toelaatbare stroomsnelheid ten opzichte van na 1 uur met ruim 40 % is afgenomen bij een goede zodekwaliteit en met bijna de helft voor een slechte zodekwaliteit. Overigens kunnen bij vermoeiing nog wel steeds de grotere golven meer maatgevend zijn voor de stabiliteit: de sterkte neemt geleidelijk af, bijvoorbeeld door verzadiging van de zode, het verdwijnen van de viltlaag, schade aan de graspollen, ontstaan van scheuren en dergelijke. Op een gegeven moment is de sterkte zó sterk afgenomen dat een grotere golf in staat is om de zode plaatselijk af te (d)rukken of af te rollen.

Uit de CIRIA grafiek blijkt dat veelvuldig voorkomende lagere overslagdebieten eenzelfde effect kunnen hebben als weinig voorkomende hogere overslagdebieten. Waar bij steenstabiliteit de lagere belastingen totaal niet van belang zijn, zijn deze wél van belang bij de stabiliteit van de graszoden.

Het overslagdebiet is tijdsafhankelijk. Het is aannemelijk om voor de stabiliteit van de zode bij elke golfoverslag het *maximale debiet* tijdens die overslag als maatgevend aan te houden, omdat dit debiet toch zeker enkele seconden in (nagenoeg) volle sterkte kan aanhouden en als het ware een quasi-statische belasting op de zode uitoefent. Hogere golven hebben een

² Akkerman, G.J.: *Stabiliteit van open bekledingen bij hoge stroomsnelheden*, WL / Delft Hydraulics, H1930, juni 1998.

groter overslagdebiet. Opgemerkt wordt dat het overslagvolume meer dan lineair toeneemt met het debiet, omdat ook de overslagtijd langer is.

Lagere overslagdebieten komen tijdens een storm veelvuldiger voor en aldus wordt, over de tijd gesommeerd, het binnentalud langduriger door lagere overslagdebieten belast dan door hogere. De allerhoogste overslaggebeurtenissen komen maar zeer weinig voor en gesommeerd is daarbij sprake van een zeer kortdurende exposure. Om de klaarblijkelijke invloed van vermoeiing in rekening te brengen moet de karakteristieke tijdsduur van exposure dus in elk geval expliciet meegenomen worden.

2.3.3 Nadere analyse van de golfoverslagproeven bij 50 l/s per m en bij 75 l/s per m

Aanpak

Hierna wordt het concept van het maximale momentane overslagdebiet als maatgevende belastingparameter gehanteerd. Daartoe worden de maximale momentane overslagdebieten bij alle overslaggebeurtenissen bepaald. Vervolgens wordt, eenvoudigheidshalve, per overslagklasse een maatgevend debiet bepaald en een bijbehorende kenmerkende, per klasse gesommeerde, tijdsduur. Doordat in de CIRIA grafiek een logaritmisch effect met de tijd is te zien, vindt vervolgens een (eenvoudige) logaritmische weging plaats van de debieten met de tijd. Daaruit volgt een kenmerkend gewogen debiet voor de gehele storm met een totale gesommeerde exposuuretijd. Deze uitkomst kan dan direct in de CIRIA grafiek worden uitgezet. De CIRIA-grafiek is hiertoe ook omgezet naar toelaatbaar maximale momentaan overslagdebiet in plaats van toelaatbare snelheid en ook de kortere tijdsduren (kleiner dan 1 uur) zijn zichtbaar gemaakt.

Bij de golfoverslagproeven zijn 'golflijsten' voor perioden van 2 uur gehanteerd, waarin de achtereenvolgende overslagvolumina zijn aangegeven; de volumina zijn direct gerelateerd aan de simulator en de dijk is hiermee daadwerkelijk belast. Bij de meer recente proeven zijn deze overslagvolumina relatief nauwkeurig ingesteld met willekeurige groottes.

Een complicatie bij de bepaling van de maximale momentane overslagdebieten is dat de maximale stroomsnelheden en laagdiktes op het talud nauwkeurig moeten kunnen worden voorspeld. Dat bleek tot voor kort geleden erg moeizaam: de metingen bij de proeven bleken niet representatief en er is sprake van een slecht gedefinieerde stroming op het talud. Door de metingen op de Afsluitdijk is meer inzicht verkregen in de werkelijke grootte van de snelheden en laagdikten (Deltares, 2010).

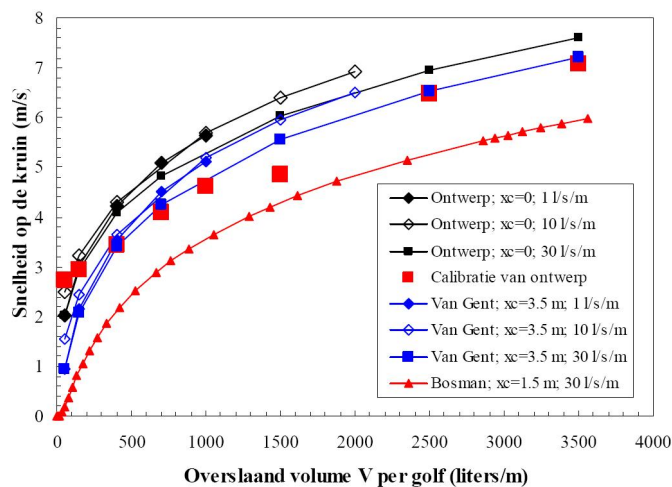
De werkwijze is nu als volgt: per overslagklasse wordt de karakteristieke maximum snelheid en maximum laagdikte bepaald en door vermenigvuldiging wordt een maximum momentane debiet verkregen. De kenmerkende tijd (in s) wordt bepaald door het (per klasse gesommeerde) debiet te delen door het kenmerkende maximale momentane overslagdebiet. Hieruit volgt een karakteristieke gesommeerde tijdsduur per klasse. Opgemerkt wordt dat bij deze werkwijze dus geen rekening wordt gehouden met de 'staart' van een overslag.

De logaritmische weging is op schematische manier uitgevoerd en kan t.z.t. nog worden verbeterd. De uitkomst hiervan is wel dat de langduriger lagere overslagen minder zwaar meewegen in de bepaling van het kenmerkende overslagdebiet voor de hele storm dan bij lineaire weging, overeenkomstig de tendens in de CIRIA grafiek.

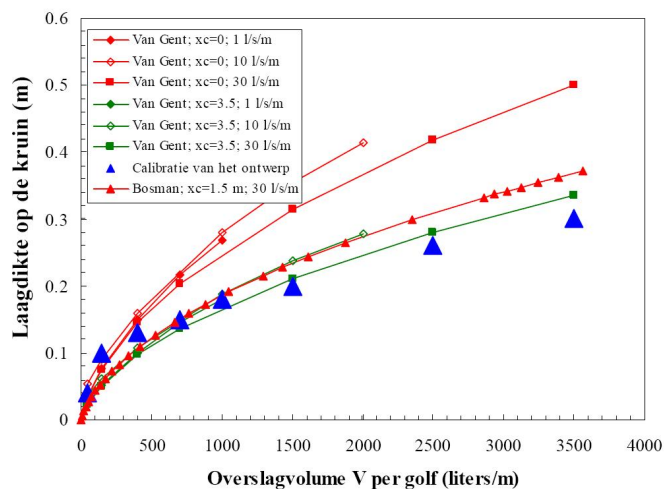
Uitkomsten

Stap 1: Toepassing nieuwe inzichten ten aanzien van laagdikte en stroomsnelheid als functie van overslagvolume

Hierna zijn de figuren uit de heranalyse weergegeven van stroomsnelheden en laagdiktes (Deltares, 2010), die bij de onderhavige analyse zijn toegepast. Duidelijk is dat de eerder toegepaste curve van Bosman veel te lage stroomsnelheden geeft. De oorzaak hiervan is dat in de analyse $H_{1/3}$ is aangehouden terwijl dit had moeten zijn H_{m0} . Voor de onderhavige analyse is in Figuur 2.9 de lijn met de calibratie resultaten aangehouden; in Figuur 2.10 een lijn tussen de calibratie en Bosman met $x_c = 1,5$ m (x_c is de afstand tot de buitenkruinlijn).

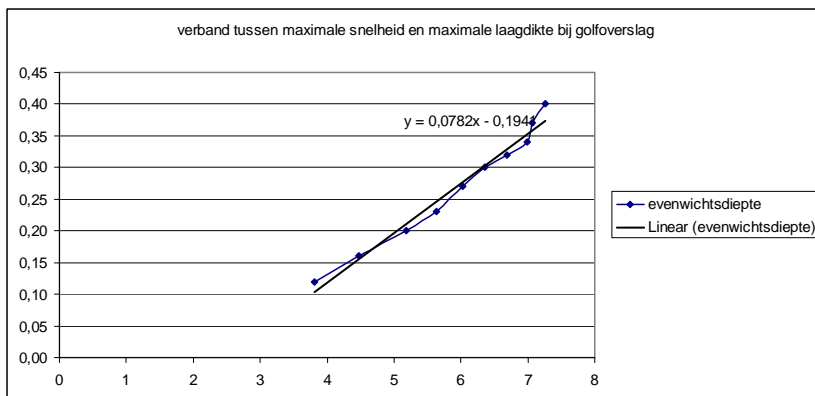


Figuur 2.9 Snelheden op de kruin in overslaande golven volgens diverse formules



Figuur 2.10 Laagdikten op de kruin in overslaande golven volgens diverse formules

Via aflezing is hieruit globaal het verband tussen snelheid en laagdikte te bepalen, zoals onderstaand is aangegeven. Het verband is nagenoeg lineair in het interessegebied; dat de aflezingen globaal zijn, wordt hier als acceptabel beschouwd gezien het doel van deze exercitie.

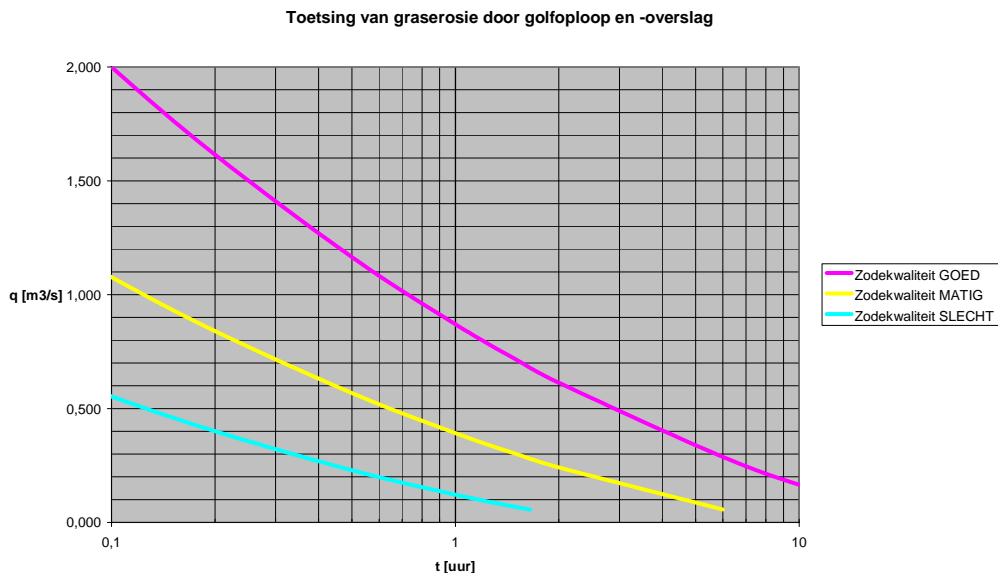


Figuur 2.11 Verband tussen snelheid (horizontale as) en laagdikte (verticale as), afgelezen in voorgaande figuren

Dit verband is ook aangehouden voor de omzetting van de toelaatbare stroomsnelheden in de CIRIA grafiek naar toelaatbare debieten. Hierbij zijn de snelheden en laagdiktes (die weer in snelheid zijn uit te drukken, zoals in de grafiek is aangegeven) vermenigvuldigd.

Stap 2: Omschrijven CIRIA grafiek naar debiet

Met behulp van het voorgaande kunnen de CIRIA-curves worden omgezet naar toelaatbare maximale momentane overslagdebieten, zoals in figuur 2.12 is aangegeven. Hierbij is de grafiek naar links toe geëxtrapoleerd voor kortdurende belastingen (< 1 uur), omdat die voor golfoverslag relevant zijn.



Figuur 2.12 Aangepaste CIRIA grafiek (inclusief extensie voor t < 1 uur)

Stap 3: Bepaling karakteristieke maximale momentane overslagdebiet en bijbehorende exposuretijd

De golflijsten voor 50 l/s per m en voor 75 l/s per m zijn in Bijlagen A en B aangegeven, inclusief de bewerkingen. De overslagevents zijn gesorteerd naar grootte van de overslagvolumina. De laagdiktes (evenwichtsdieptes) zijn, zoals eerder aangegeven, op

grove wijze bepaald maar zijn wel realistisch qua orde van grootte. Het product van de laagdikte en de maximale, dieptegemiddelde, stroomsnelheid bij een bepaald overslagvolume, geeft een momentaan maximaal debiet (zie ook Figuur 2.26). Delen van het overslagvolume door dit momentane maximale debiet geeft de zogenaamde exposuretijd, of effectieve tijd. Door de effectieve tijd op te tellen voor alle overslagvolumes in een storm, wordt de totale exposuretijd verkregen. Voor de stuurlijsten van de golfoverslagsimulator, die zijn gebaseerd op een stormduur van 6 uur en een Hs van 2 m, is dit uitgewerkt voor een gemiddeld overslagdebiet van 50 en 75 l/s per 'm (zie onderstaand). Belangrijk gegeven is dat de exposuretijd voor elke willekeurige stormconditie en gemiddeld overslagdebiet kan worden berekend.

Het gewogen overslagdebiet wordt verkregen door voor elk overslagvolume in een storm het momentane maximale debiet (= laagdikte x maximale, dieptegemiddelde, stroomsnelheid) te vermenigvuldigen met de natuurlijke logaritme van de effectieve tijd, deze te sommeren en vervolgens de som te delen door de sommatie van de natuurlijke logaritme van de effectieve tijd. Deze exercitie is eveneens uitgevoerd voor de stuurlijsten van de golfoverslagsimulator bij een gemiddeld overslagdebiet van 50 en 75 l/s per 'm. Ook hiervoor geldt het belangrijke gegeven dat het gewogen debiet voor elke willekeurige stormconditie en gemiddeld overslagdebiet kan worden berekend.

Voor 50 l/s per m en voor 75 l/s per m werden aldus de volgende waarden gevonden:

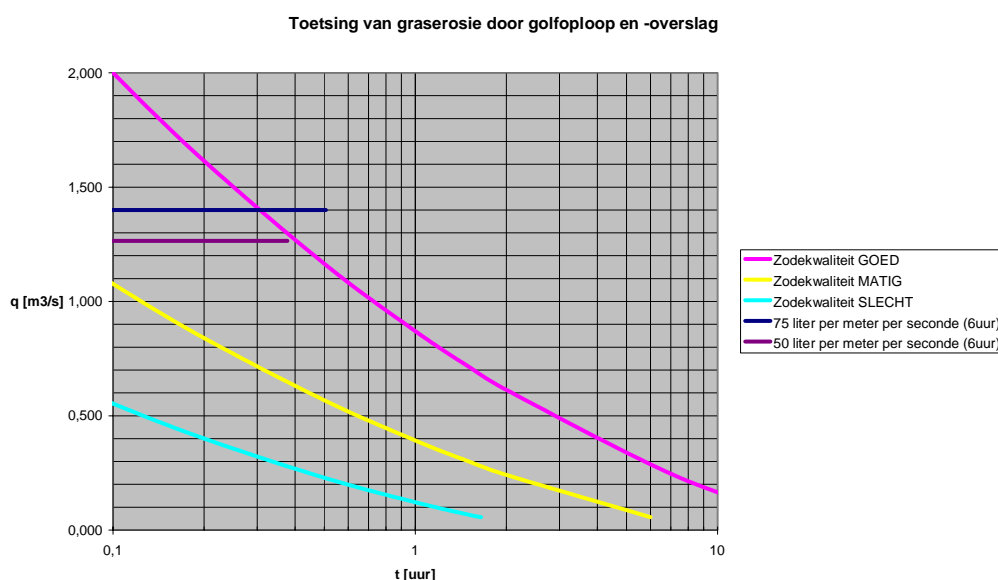
50 l/s per m:

- Totale exposuretijd: 1359 s (= 0,38 uur)
- Gewogen overslagdebiet: 1,265 m³/s

75 l/s per m:

- Totale exposuretijd: 1822 s (= 0,51 uur)
- Gewogen overslagdebiet: 1,404 m³/s

Deze zijn hierna in de bewerkte CIRIA grafiek uitgezet.



Figuur 2.13 Gewogen maximale momentane overslagdebiet en totale exposuretijd voor 50 l/s per m en 75 l/s per m

2.3.4 Conclusie

De overeenkomst tussen de voorspellinggrafiek van CIRIA met de gevonden resultaten is treffend: voor 50 l/s per m ligt de uitkomst precies op de kritieke lijn voor zodekwaliteit 'goed'; bij dit tijdgemiddelde maximale momentane overslagdebiet werd bij voorgaande proeven doorgaans geen of in elk geval geen grote schade aan het binnentalud gevonden. Voor 75 l/s per m werd soms wel, al dan niet aanzienlijke, schade geconstateerd. De uitkomst ligt voor deze proeven ook in het kritieke gebied (rechts van de lijn voor zodekwaliteit 'goed'). Eerder is al uit de proeven gebleken, met name voor die in Zeeland met een minder goede graskwaliteit, dat een ogenschijnlijk 'slechte' of 'matige' graszode, desondanks een behoorlijk goede weerstand heeft en niet sterk onderscheidend is van een 'goede' graszode. Dit laatste is ook gebleken uit de op verschillende manieren onderhouden graszoden op de dijk in Friesland. Het aanhouden van de lijn voor een 'goede' zodekwaliteit in de CIRIA grafiek lijkt daarmee dan ook opportuun.

De goede fit geeft geen uitsluitsel over het precieze schademodel. Het belang van de overeenkomst is veeleer dat hiermee 'engineering oplossingen' kunnen worden gevonden. Meer fundamenteel werk aan het schademodel dient onverwijld te worden doorgezet om het begrip van de interactie tussen belasting en sterkte te vergroten.

Hoewel de goede overeenkomst in zekere zin alle tot nu toe uitgevoerde overslagproeven vertegenwoordigt, moet toch worden bedacht dat het hier desondanks een redelijk 'toevallige' uitkomst kan betreffen. Deze uitkomst dient daarom met toekomstige proefuitkomsten, met name voor sterk afwijkende golfcondities zoals die voor rivierdijken en bij voorkeur ook voor extreem hoge golven (Hondsbosche Zeewering), verder te worden gestaafd.

2.4 Theorie laagdikten, snelheden en overslagtijden

In het fase 3D-rapport Evaluatie Afsluitdijk (Deltares, 2010) zijn de metingen van Schuttrumpf en Van Gent opnieuw geanalyseerd tezamen met nieuwe gegevens van Flowdike (Deltares, 2010) en zijn formules afgeleid die de laagdikten, snelheden en overslagtijden van een overslaande golf zouden moeten geven. Het is nu al bekend dat deze formules niet consistent zijn en dus niet (helemaal) kunnen kloppen. De formules geven namelijk aan dat bij een toenemend gemiddeld overslagdebiet, *maar bij een gelijkblijvend overslaand volume*, zowel de laagdikte, de snelheid als de verblijftijd toenemen. Omdat het overslaand volume constant is, kan dit niet met betrekking tot de wet van behoud van volume. Toch zijn dit momenteel de best mogelijke formules.

Samengevat leidde de analyse in het fase 3D-rapport tot de volgende relaties voor snelheden en laagdikten van overslaande golven op de kruin van een dijk.

Voor de laagdikte op de buitenkruinlijn (buitenkruinlijn: $x_c=0$), overschreden door 2% van de inkomende golven, $h_{2\%}$, wordt een formule met grote spreiding gevonden:

$$h_{2\%}(x_c=0) = 0.20 (R_{u2\%} - R_c) \quad (2.4)$$

Hierin is $R_{u2\%}$ het hoogteverschil tussen de waterstand en de (fictieve) kruinhoogte waarbij 2% van de inkomende golven leidt tot golfoverslag. R_c is de werkelijk aanwezige kruinhoogte boven het waterniveau.

De laagdikte $h_{2\%}$ reduceert na de buitenkruinlijn ($x_c > 0$), mogelijk doordat de verticale snelheidscomponent verdwijnt, maar blijft dan vrijwel constant. Dit levert een directe relatie voor de laagdikte op de kruin, na het passeren van de buitenkruinlijn. De spreiding van deze formule is veel kleiner dan voor formule 2.4.

$$h_{2\%}(x_c) = 0.13 (R_{u2\%} - R_c) \quad (2.5)$$

De snelheid op de buitenkruinlijn die wordt overschreden door 2% van de inkomende golven, $u_{2\%}$, wordt bepaald door:

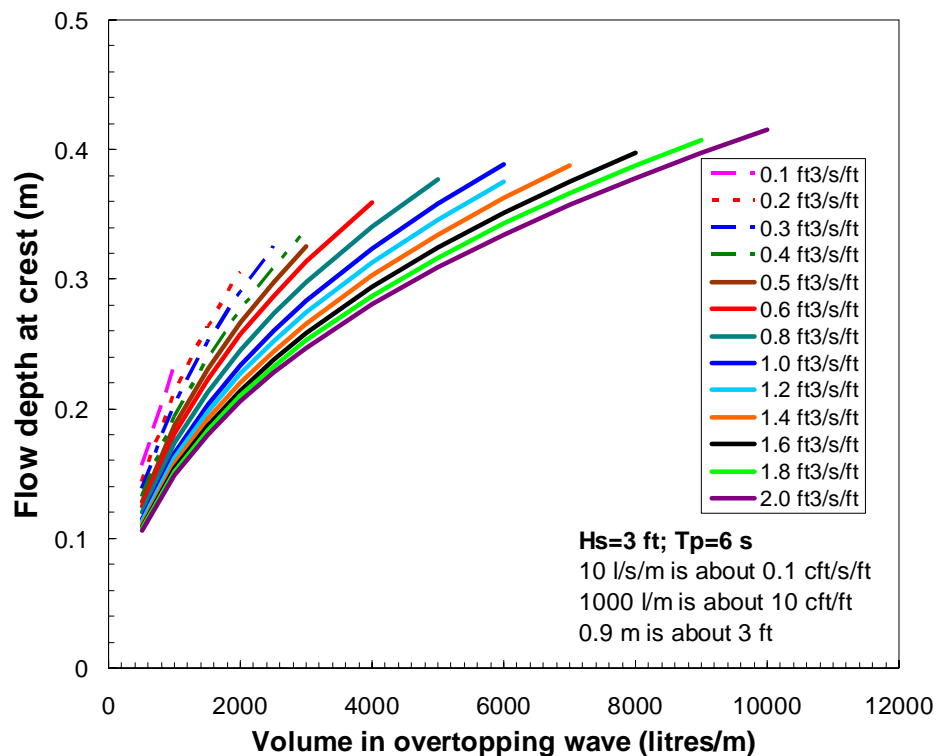
$$u_{2\%}(x_c=0) = 0.35 \cot \alpha (g(R_{u2\%} - R_c))^{0.5} \quad (2.6)$$

Hierin is α de helling van het buitentalud. De snelheid reduceert vervolgens op de kruin:

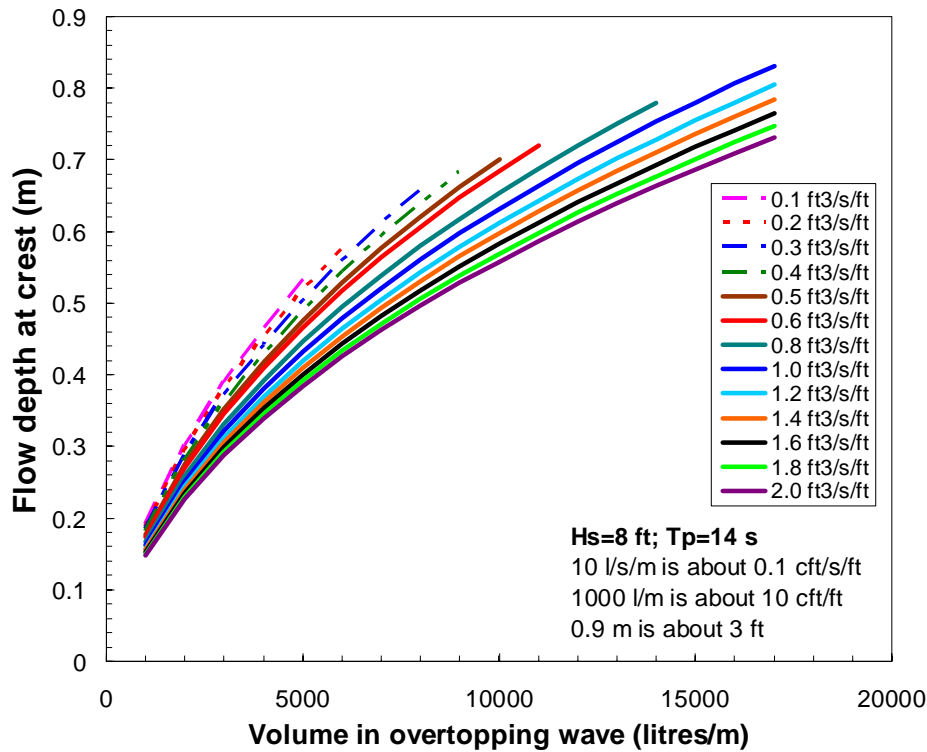
$$u_{2\%}(x_c)/u_{2\%}(x_c=0) = \exp(-1.4 x_c / L_{m-1,0}) \quad (2.7)$$

$L_{m-1,0}$ is hierin de golflengte berekend met de spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$.

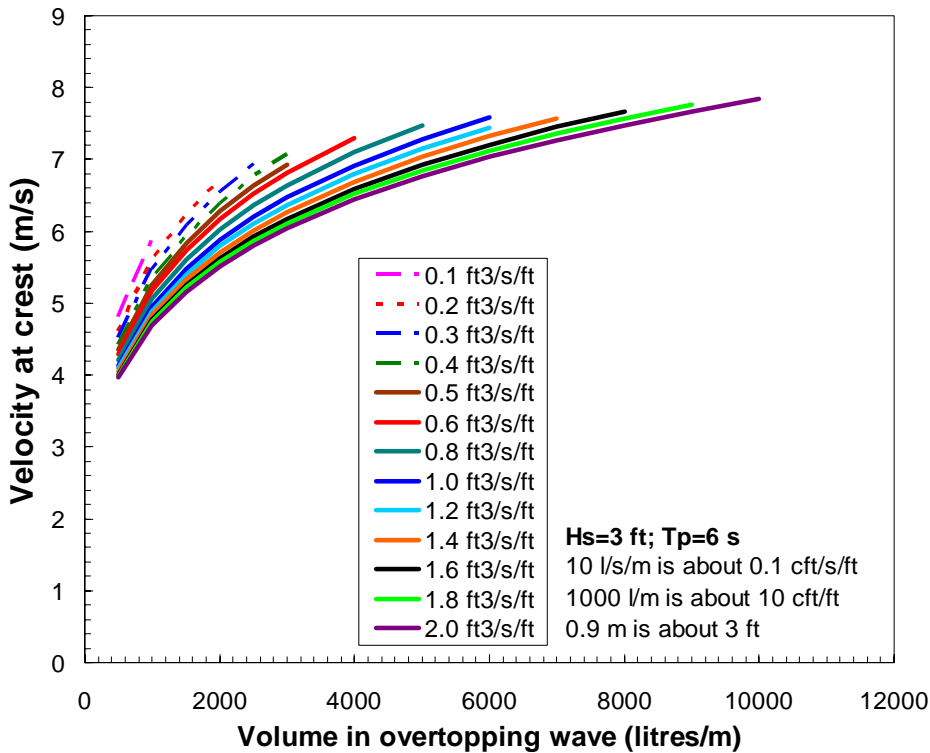
Bij de ontwikkeling van een golfoverslagsimulator in de VS is al gebruik van bovenstaande formules gemaakt en zijn voor alle daar geldende golfcondities de relaties tussen overslaand volume en de laagdikte, snelheid en verblijftijd gelegd. De twee golfcondities zijn een golfhoogte van 3 ft (0,91 m) met een piekperiode van 6 s en een golfhoogte van 8 ft (2,4 m) met een veel langere golfperiode van 14 s. Het te simuleren gemiddelde overslagdebiet varieert tussen 0,1 cfs/s per ft (ongeveer 10 l/s per m) en 2 cfs/s per ft (ongeveer 200 l/s per m). Voor deze condities zijn de laagdikte, snelheid en verblijftijd in figuren 2.14 – 2.19 gegeven als functie van het overslaand volume. Het maximum volume van de Amerikaanse simulator wordt 16 m^3 per m, ongeveer driemaal zo groot als de Nederlandse. De figuren zijn dus ook doorgezet tot deze grote volumes.



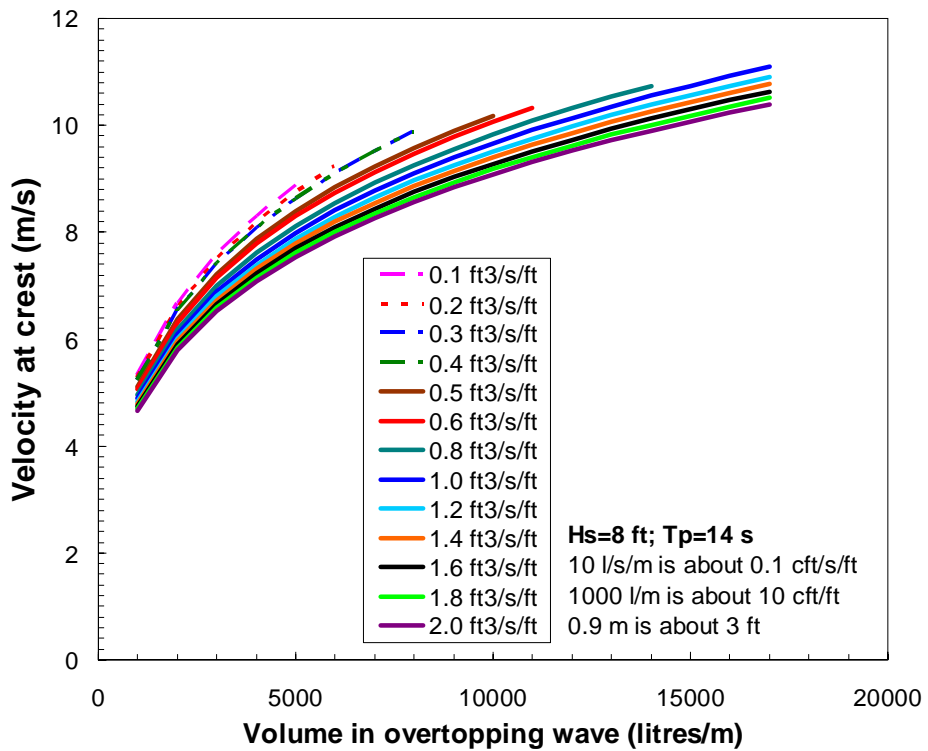
Figuur 2.14 Laagdikte als functie van het overslaand volume; $H_s = 3 \text{ ft}$ and $T_p = 6 \text{ s}$
(opm: 1 ft³/s per ft of 1 cfs/s per ft is ongeveer 100 l/s per m)



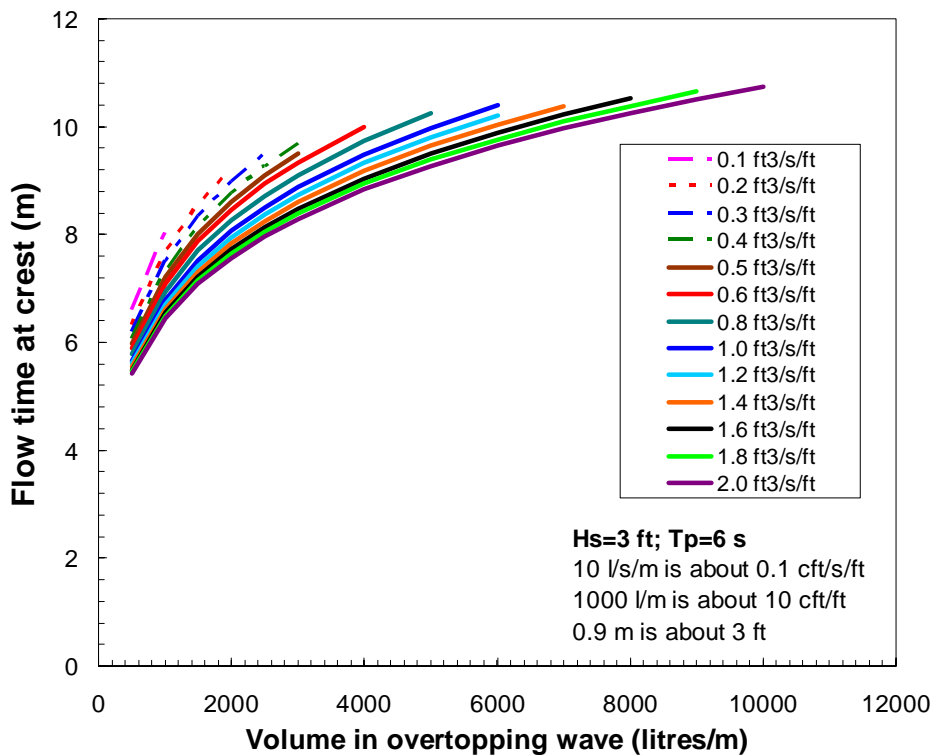
Figuur 2.15 Laagdikte als functie van het overslaand volume; $H_s = 8$ ft and $T_p = 14$ s



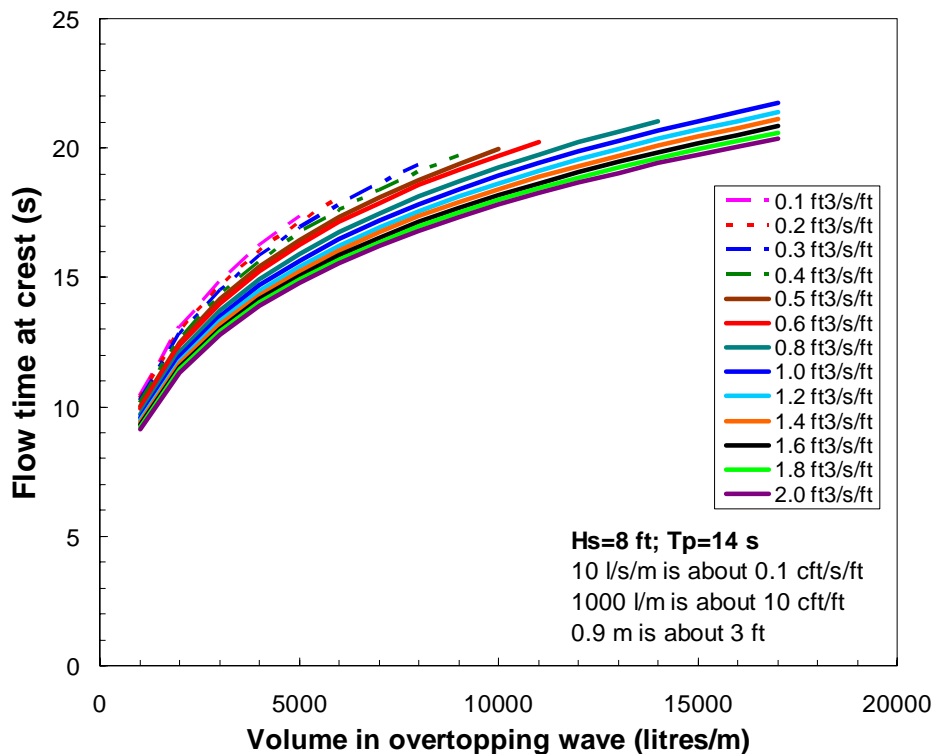
Figuur 2.16 Snelheid als functie van het overslaand volume; $H_s = 3$ ft and $T_p = 6$ s



Figuur 2.17 Snelheid als functie van het overslaand volume; $H_s = 8$ ft and $T_p = 14$ s



Figuur 2.18 Overslagtijd als functie van het overslaand volume; $H_s = 3$ ft and $T_p = 6$ s



Figuur 2.19 Overslagtijd als functie van het overslaand volume; $H_s = 8$ ft and $T_p = 14$ s

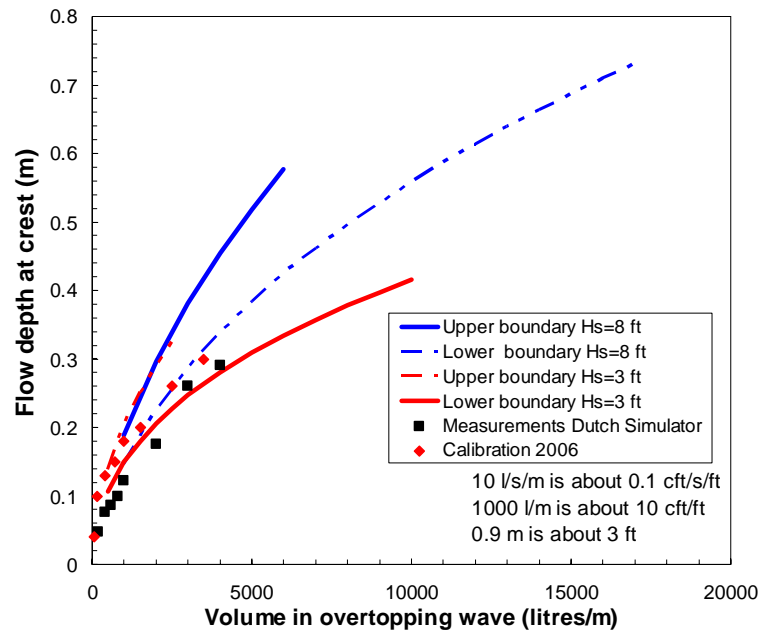
Uit alle figuren blijkt een behoorlijke spreiding, terwijl er eigenlijk per conditie één lijn zou moeten zijn. Bij verschillende golfperiodes zouden deze lijnen dan anders kunnen liggen, maar de formules geven nauwelijks de invloed van een golfperiode weer. Vooral de overslagtijden zijn erg lang, zie figuren 2.18 en 2.19. Bij een piekperiode van 14 s zouden vrijwel alle overslagtijden groter zijn dan 10 s en bij erg grote golven zou dit op moeten lopen tot 20 s of meer. Dat lijkt niet erg realistisch.

2.5 Koppeling theorie met golfoverslagsimulator

De golfoverslagsimulator is in 2006 ontworpen op de toenmalige kennis van laagdikten en snelheden. Van overslagtijden was toen niets bekend en de kennis omtrent laagdikten sprak elkaar tegen. Daarom werd de simulator ontworpen op een verband tussen het overslaand volume en de snelheid op de kruin. Bij de calibratie van de golfoverslagsimulator werd onder andere een verband gemeten inclusief lucht tussen het losgelaten volume en de snelheid. Deze snelheid werd met een electromagnetische snelheidsmeter, ems, gemeten, een instrument wat op de dijk niet echt in staat blijkt om goed te meten. De calibratie vond echter op een glad talud plaats met mogelijk minder turbulentie en luchtinsluiting. De laagdikte werd toen ook gemeten.

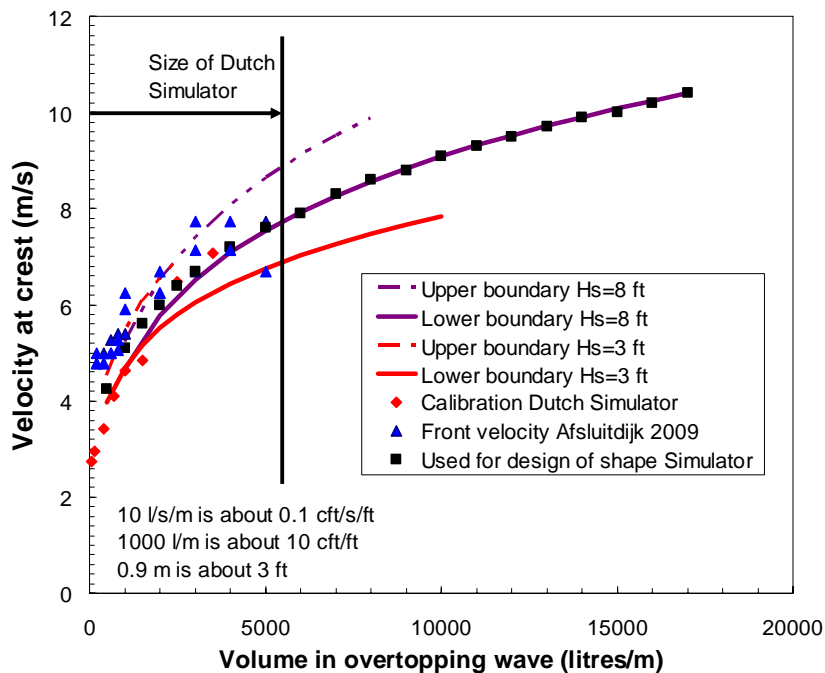
In 2009 zijn zowel snelheden als laagdikten gemeten op het binnentalud van de Afsluitdijk. Dit was dus niet op de kruin en er kan een zekere versnelling of vertraging zijn opgetreden. De laagdikte werd met de surfplank gemeten en uit deze registraties zijn ook overslagtijden te halen. De snelheid werd met een *high speed camera* gemeten en betrof de frontsnelheid van de overtrekkende golf.

In deze paragraaf worden de metingen van de golfverslagsimulator vergeleken met de theorie uit de vorige paragraaf. Figuur 2.20 geeft de onder- en bovengrenzen voor de laagdikte en wel volgens de theorie en voor de twee golfcondities zoals die voor de Amerikaanse situatie geldt. Daarnaast zijn de gemeten laagdikten voor de calibratie in 2006 en op de Afsluitdijk uitgezet.

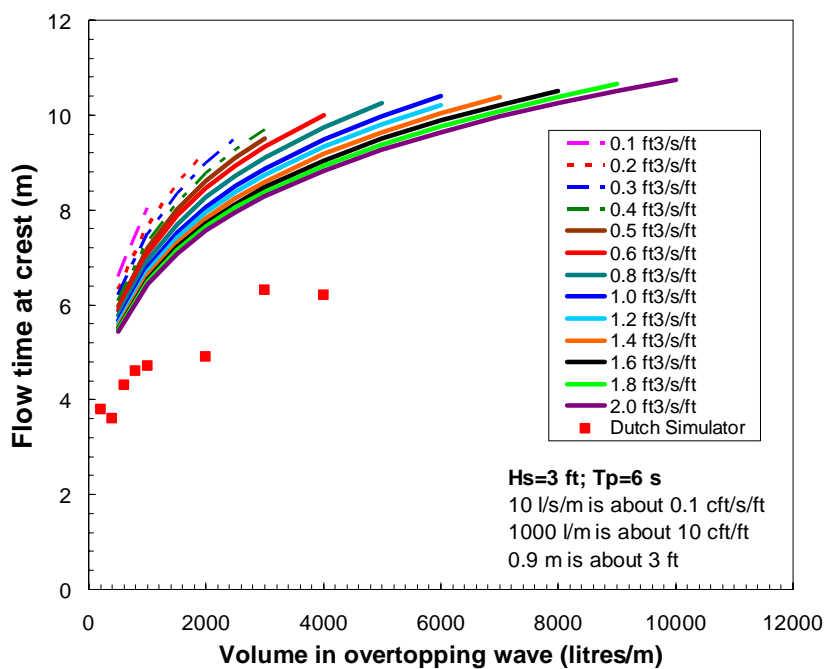


Figuur 2.20 Theoretische grenzen voor de laagdikte en gemeten laagdikten

De gemeten laagdikten volgen vrijwel de ondergrens van alle condities. In figuur 2.21 is hetzelfde gedaan, maar nu voor de snelheid. Hier zijn ook de calibratiemetingen van 2006 in uitgezet. De laagdikte van de calibratiemetingen zit dichtbij de ondergrens van de theorie, de metingen van de frontsnelheid op de Afsluitdijk liggen meer tussen de onder- en bovengrenzen in. Wat betreft snelheid lijkt er een redelijke overeenkomst tussen theorie en simulator, alhoewel er wel enige spreiding is.



Figuur 2.21 Theoretische grenzen voor de snelheid en gemeten snelheden



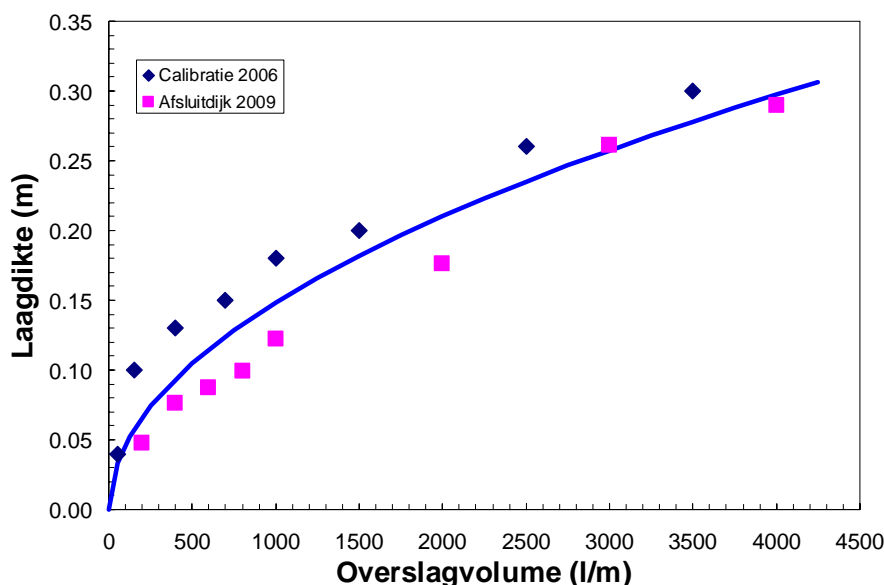
Figuur 2.22 Overslagtijden voor een golfconditie met een piekperiode van 6 s en metingen van de overslagsimulator bij de Afsluitdijk

Figuur 2.22 geeft de theoretische overslagtijden voor een golfconditie met een piekperiode van 6 s en de gemeten overslagtijden met de surfplank op de Afsluitdijk. Het verschil is groot. De piekperiode bij de Nederlandse omstandigheden (en gebruikt voor de simulatie met de golfoverslagsimulator) is 5,7 s en komt dus vrijwel overeen met de 6 s in figuur 2.22. Alleen de grote overslaande volumes van 3000 l per m geven een overslagtijd die gelijk of groter is dan de piekperiode.

Als een vrijwel driehoekig verloop van de laagdikte en snelheid in de tijd wordt aangenomen, met een tijd gelijk aan de overslagtijd, dan kan middels integratie het overslaand volume worden berekend. Dit zou in principe gelijk moeten zijn aan het theoretisch opgelegde volume. Voor de grotere laagdikten en snelheden in figuren 2.14 - 2.17 wordt het berekende overslagvolume veel groter dan het ingestelde of aangenomen volume. Hier kan wel meer dan een factor 3 in zitten. Dit geeft al aan dat de theoretische lijnen in figuren 2.14 – 2.19 aan de hoge kant liggen en dat het logisch is dat de metingen met de overslagsimulator, vooral voor laagdikte en overslagtijd, lager liggen.

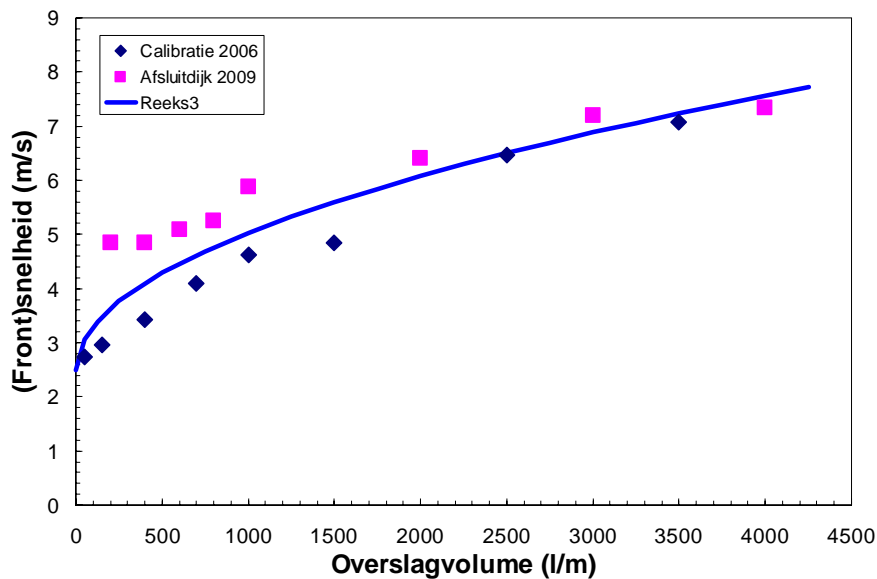
In feite is het zo dat de gemeten laagdikte, snelheid en overslagtijd voor de metingen met de simulator direct gekoppeld zijn aan het volume. Er is ook aangetoond dat integratie van laagdikte en snelheid over de tijd tot een volume komt dat orde 20-25% groter is dan het volume dat is losgelaten. Dit grotere percentage wordt veroorzaakt door luchtinsluiting die met de surfplank wordt gemeten. Maar de metingen kloppen met het overslagvolume.

Het zijn de op de dijk opgetreden hydraulische condities tijdens de proeven die de schade veroorzaken. Bij evaluatie en ontwikkeling van een integrale belastingparameter, waarvan een eerste aanzet in paragraaf 2.3 is uiteengezet, moeten we dan ook uitgaan van wat door de simulator op het talud is losgelaten en niet van de theorie.



Figuur 2.23 Verband tussen overslagvolume en gemeten laagdikte met de simulator

In paragraaf 2.3 wordt aangetoond dat er een lineair verband bestaat tussen de laagdikte en de snelheid bij overslaand water. Die analyse is hier herhaald voor alle metingen die met de simulator zijn gedaan, de calibratie uit 2006 en de metingen op de Afsluitdijk. Figuur 2.23 geeft het verband tussen het overslaand volume en de gemeten laagdikte. De laagdiktes bij de calibratie waren wat hoger dan bij de Afsluitdijk. Een machtsfunctie is geschat.



Figuur 2.24 Verband tussen overslagvolume en gemeten snelheid met de simulator

Figuur 2.24 geeft eenzelfde verband, maar nu voor de snelheid. Hier zijn de snelheden bij de calibratie wat kleiner dan bij de metingen op de Afsluitdijk. Er worden met name verschillen gevonden voor kleine overslagvolumes, kleiner dan orde 1000 l per m. Wat ook opvalt, is dat hele kleine volumes toch nog een snelheid van 3-5 m/s halen. Bij daadwerkelijke golfoverslag zou de snelheid kleiner moeten zijn en naar nul gaan. Bij de golfoverslagsimulator wordt dit echter veroorzaakt door het feit dat ook kleine volumes eerst naar beneden vallen en daardoor snelheid ontwikkelen. Dit is een karakteristiek van de simulator die bij het ontwikkelen ervan al bekend was. Het is ook om deze reden dat de simulator beneden breder is dan naar boven toe. Zo wordt het effect van de te grote snelheid bij kleine overslagvolumes zo veel mogelijk voorkomen.

Zoals gezegd, moet de door de simulator opgewekte belasting worden beschouwd en niet een theoretische. Het is dan ook logisch een verband tussen snelheid en overslaand volume niet in nul te laten beginnen, maar in de buurt van 3 of 4 m/s. Een gemiddeld verband is in figuur 2.24 gegeven.

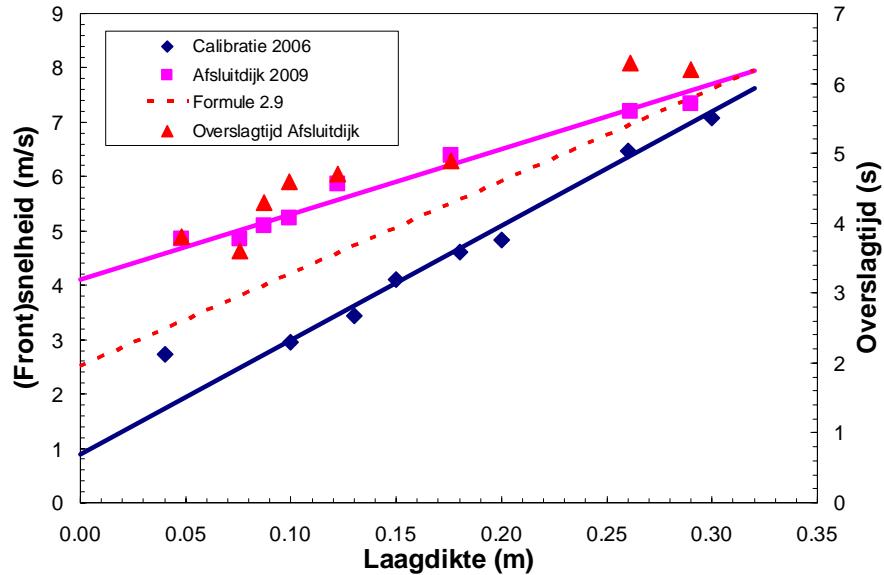
De verbanden die in figuren 2.23 en 2.24 zijn gegeven, gaan uit van een wortelfunctie en kunnen door de volgende formules worden beschreven:

$$h = 0.149\sqrt{V} \quad (2.8)$$

$$u = 2.53\sqrt{V} + 2.5 \quad (2.9)$$

Hierbij is h in meters, u in m/s en V in m^3 per m. Formules 2.8 en 2.9 kunnen worden gebruikt om laagdikten en snelheden te berekenen voor door de golfoverslagsimulator gegenereerde overslagvolumes. Omdat in beide formules het overslagvolume aanwezig is, is ook direct een verband tussen laagdikte en snelheid af te leiden. Deze is in formule 2.10 gegeven en in figuur 2.25 getekend. Het verband valt precies tussen de twee metingen in.

$$u = 17h + 2.5 \quad (2.10)$$

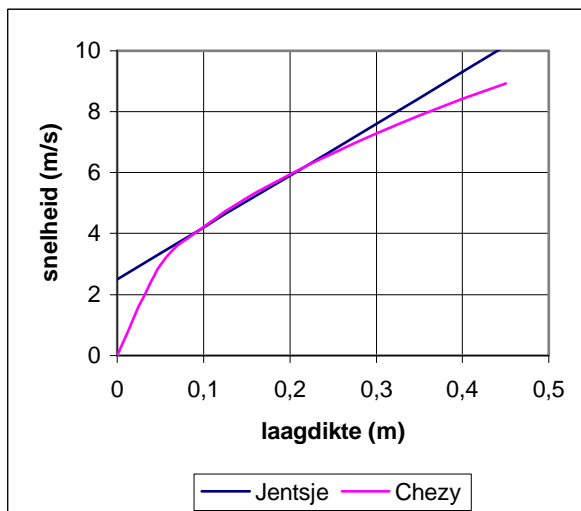


Figuur 2.25a Verband tussen laagdikte en snelheid, zoals gemeten met de simulator

Uit figuur 2.25a volgt dat het verband tussen laagdikte en snelheid inderdaad goed benaderd kan worden met een lineaire functie. In dezelfde figuur is met een tweede as de overslagtijd uitgezet als functie van de laagdikte. Ook lijkt er een lineair verband te bestaan tussen laagdikte en overslagtijd.

De niet dimensieloze vgl.(2.9) is strijdig met de welbekende formule van Chézy. Uitgaande van Chézy volgens $u = C\sqrt{hS}$ met S de taludhelling en voor de dieptegemiddelde turbulentie intensiteit $r_0 = 1,2\sqrt{g} / C$ kan worden afgeleid: $u = 1,2\sqrt{ghS} / r_0$. Substitutie van $r_0 = 0,17$ en $S = 0,36$ geeft dan:

$$u = 13,3\sqrt{h} \tag{2.11}$$



Figuur 2.25b Vergelijk formules 2.10 (Jentsje) en 2.11 (Chézy)

Zoals blijkt uit Figuur 2.25b zijn de verschillen gering, maar bij de verdere ontwikkeling van een integrale belastingmaat is hierna verder uitgegaan van het rechtstreekse verband tussen

het overslaand volume en de laagdikte en snelheid, formules 2.8 en 2.9. Het verdient aanbeveling om later de Chézy benadering te kiezen.

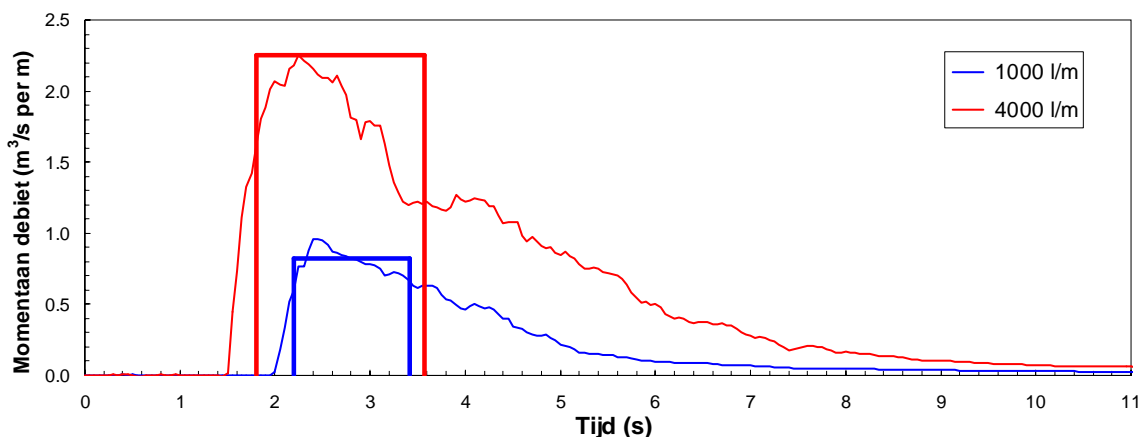
2.6 Verdere uitwerking belastingmaat q_{mm} met t_{eff}

In paragraaf 2.3 is een eerste aanzet gegeven tot een integrale belastingmaat die overslag bij verschillende hydraulische belastingregimes met elkaar kan verbinden. Het is een aanzet en in sommige gevallen zijn aannamen gedaan. Verder is de methode maar voor twee overslagdebieten uitgewerkt. Een aantal van deze zaken wordt in deze paragraaf verder uitgewerkt.

Het basisprincipe is dat het maximale momentane debiet tijdens een overslaande golf voor de schade kan zorgen, dat deze een bepaalde tijd duurt en dat middels een logaritmisches verband in de tijd een groter maximaal momentaan debiet een grotere invloed krijgt. Het maximale momentane debiet wordt weergegeven met q_{mm} en de effectieve tijd dat dit debiet duurt is t_{eff} . Het uiteindelijk resultaat voor een bepaalde proef of conditie is dat er een gewogen q_{mm} wordt berekend met een totale t_{eff} . Deze twee waarden kunnen dan in de bekende CIRIA grafiek worden uitgezet, waarbij overigens de snelheid is omgezet in debiet.

De formules voor laagdikte en snelheid als functie van het overslaand volume zijn in de vorige paragraaf gegeven. Vermenigvuldigen van de (maximale) laagdikte met de (maximale) snelheid geeft het maximale momentane debiet $q_{mm} = u \times h$. Omdat er een lineair verband tussen u en h bestaat (formule 2.10), lijkt q_{mm} op een snelheid in het kwadraat u^2 . Dit is een parameter die al eerder is besproken. Alleen heeft q_{mm} geen kritische ondergrens en wordt een gewogen waarde bepaald en niet een cumulatieve waarde. Dus er zijn overeenkomsten tussen q_{mm} en u^2 , maar ook verschillen.

De effectieve tijd wordt eenvoudigweg berekend uit het losgelaten overslaand volume gedeeld door dit maximale momentane debiet. Daarmee wordt het een soort blokbelasting. In figuur 2.26 zijn twee bij de Afsluitdijk gemeten laagdikten in de tijd weergegeven. Het overslaand volume is bekend en q_{mm} kan worden berekend, net als t_{eff} . Deze blokbelasting is ook in de figuur uitgezet. Voor het overslagvolume van 1 m^3 per m wordt $h = 0,149 \text{ m}$; $u = 5,53 \text{ m/s}$ en dus $q_{mm} = 0,824 \text{ m}^3/\text{s}$ per m met $t_{eff} = 1,21 \text{ s}$. Voor het overslagvolume van 4 m^3 per m wordt $h = 0,298 \text{ m}$; $u = 7,56 \text{ m/s}$ en dus $q_{mm} = 2,253 \text{ m}^3/\text{s}$ per m met $t_{eff} = 1,78 \text{ s}$. De blokbelasting geeft inderdaad een goede indruk van een maximale belasting die gedurende zekere tijd aanhoudt en na deze tijd veel lager is. De methode voor het bepalen van de effectieve tijd van een overslaand volume wordt hiermee gevalideerd.



Figuur 2.26 Momentaan debiet in de tijd met een blokbelasting van q_{mm} en t_{eff}

Voor de methode in paragraaf 2.3 zijn klassen van overslaande volumes aangehouden. In werkelijkheid is elke golf verschillend en daarom is hier de methode voor elke golf aangehouden. Ook wordt begonnen met 0,1 l/s per m en worden q_{mm} en t_{eff} voor deze omstandigheid bepaald, waarna wordt doorgedaan met de volgende omstandigheid van 1 l/s per m, totdat ook 75 l/s per m is beschreven. De proevenserie heeft immers een cumulatief karakter. Tot slot werd uitgegaan van de toegepaste generatie van de overslagvolumes en is de volgorde van de volumes aangehouden zoals in figuren 2.11 – 2.13 is gegeven.

Bij een bepaald volume werden met formules 2.8 en 2.9 de laagdikte en snelheid bepaald en door vermenigvuldiging werd q_{mm} verkregen. Met behulp van het volume werd dan t_{eff} berekend. Daarna werden $LN(t_{eff})$ en $q_{mm} \times LN(t_{eff})$ berekend. Vervolgens werd de som van $LN(t_{eff})$ en $q_{mm} \times LN(t_{eff})$ van alle voorgaande golven bepaald en daarmee q_{mm} gewogen van alle uitgevoerde golven. Op deze manier werden t_{eff} totaal en q_{mm} gewogen bepaald na iedere golf en was daarmee het verloop in de tijd, tijdens de proef, ook bekend.

Wel werd hierbij een moeilijkheid ontdekt. Als de effectieve tijd t_{eff} namelijk kleiner dan 1 s wordt, dan wordt $LN(t_{eff})$ negatief. En het kan niet de bedoeling zijn dat een overslaande golf een versterkende werking op het grastalud heeft in plaats van een belastende. Dit treedt op bij overslagvolumes van ongeveer 400 l per m en kleiner. Dit trad niet op bij de methode in paragraaf 2.3, omdat daar eenvoudigheidshalve golven van een bepaalde klasse bij elkaar op werden geteld en dan de effectieve tijd altijd veel langer is dan 1 s. Bij de huidige berekening werden in zo'n geval q_{mm} en t_{eff} op nul gesteld. Een verbetering is om de effectieve tijd dimensieloos te maken met een kleine referentietijd, want dan kunnen ook de kleine volumes worden meegenomen.

De gewogen maximale momentane belasting en de gesommeerde effectieve tijd werden na elke proefperiode van 6 uur bepaald en deze zijn voor de drie hydraulische golfcondities uitgezet in tabel 2.3. Omdat de grasmat niet vervangen wordt hangt elke waarde af van de voorgaande proef van 6 uur en is het dus een cumulatief proces.

$H_s=1$ m		Som t_{eff} s	q_{mm} gewogen $m^3/s/m$	$H_s=2$ m		Som t_{eff} s	q_{mm} gewogen $m^3/s/m$
6 uur	0.1 l/s/ m	0	0.00	6 uur	0.1 l/s/ m	1	0.56
6 uur	1 l/s/ m	2	0.40	6 uur	1 l/s/ m	22	0.60
6 uur	5 l/s/ m	37	0.49	6 uur	5 l/s/ m	135	0.66
6 uur	10 l/s/ m	152	0.52	6 uur	10 l/s/ m	371	0.70
6 uur	30 l/s/ m	761	0.62	6 uur	30 l/s/ m	1092	0.82
6 uur	50 l/s/ m	1922	0.68	6 uur	50 l/s/ m	2243	0.91
6 uur	75 l/s/ m	4827	0.72	6 uur	75 l/s/ m	4310	0.97

$H_s=3$ m		Som t_{eff} s	q_{mm} gewogen $m^3/s/m$
6 uur	0.1 l/s/ m	1	0.85
6 uur	1 l/s/ m	26	0.83
6 uur	5 l/s/ m	147	0.87
6 uur	10 l/s/ m	381	0.91
6 uur	30 l/s/ m	1016	1.05
6 uur	50 l/s/ m	1987	1.15
6 uur	75 l/s/ m	3539	1.24

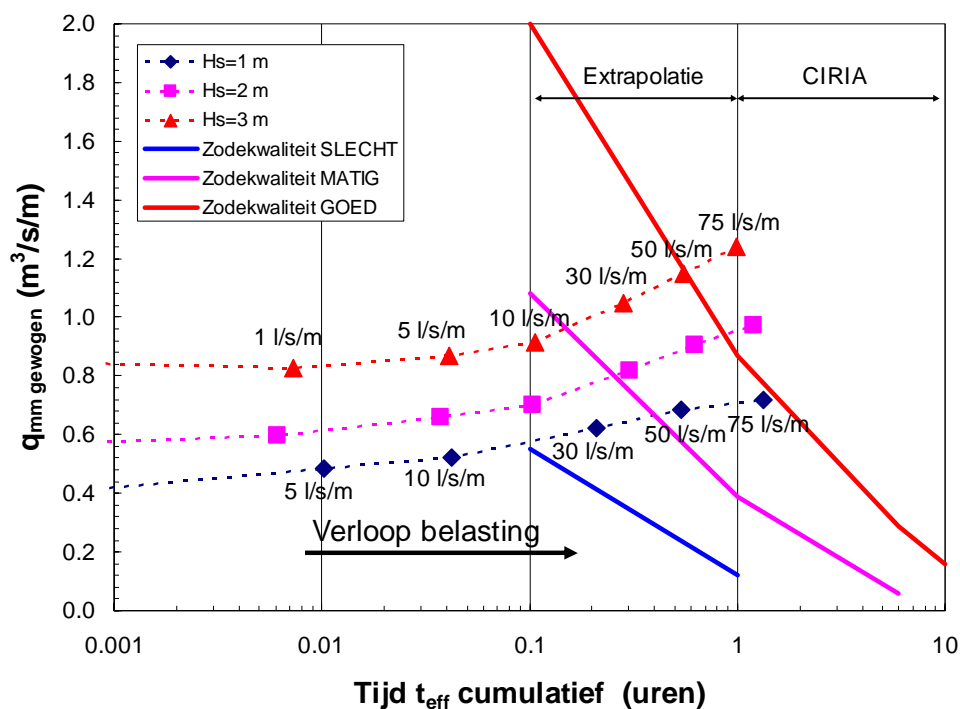
Tabel 2.3 Cumulatieve waarden voor q_{mm} gewogen en t_{eff} totaal

Overeenkomstig de methode in paragraaf 2.3 zijn de waarden van q_{mm} gewogen en t_{eff} totaal tegen elkaar uitgezet in figuur 2.27. Hierbij zijn ook schematisch de lijnen voor zodekwaliteiten goed, matig en slecht weergegeven, overeenkomstig de lijnen in paragraaf 2.3.

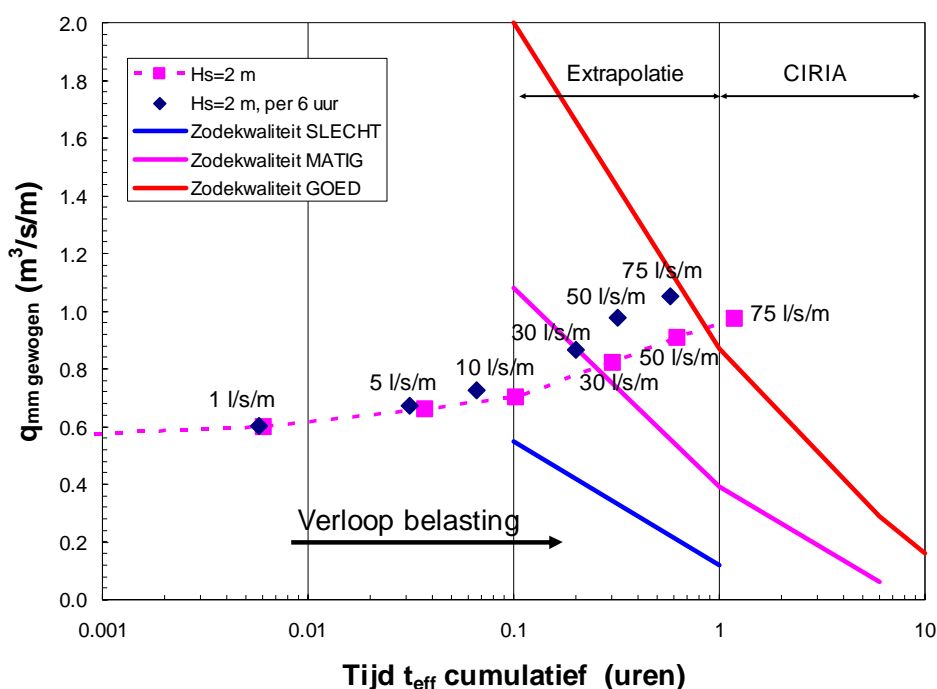
De oorspronkelijke CIRIA figuur begint bij een belasting van 1 uur. In paragraaf 2.3 is deze figuur al geëxtrapolerd naar 0,1 uur. Om de berekende belasting te kunnen uitzetten, moet de tijdas echter worden verschoven naar orde 0,001 uur, dus naar enkele seconden. Het verloop van de belasting loopt van links naar rechts in de figuur en de punten voor eenzelfde golfhoogte zijn van elkaar afhankelijk.

De drie lijnen voor $H_s = 1, 2$ en 3 m liggen onder elkaar, maar ze liggen niet zover van elkaar af. De totale effectieve belastingduur na de volledige proef tot en met 75 l/s per m is voor alle drie de golfhoogten ongeveer gelijk. De kleinste golfhoogte geeft de langste effectieve belastingduur, maar de gewogen belasting is wel kleiner. Omdat de lijn voor een goede grasmat vrij steil verloopt, liggen de totale belastingen na 75 l/s per m voor alle drie de golfhoogten dichtbij deze lijn. De figuur suggereert dat een goede grasmat tussen ongeveer 50 en 75 l/s per m schade zal geven, onafhankelijk van het hydraulisch regime (aannemende dat dit tussen $H_s = 1$ en 3 m ligt). Dit is geen groot onderscheidend vermogen. Mogelijk komt dit voor een deel omdat de vele kleine overslaande golven bij een lage golfhoogte met deze methode toch een aanzienlijk (tijds)effect geven.

Om het effect van het cumulatieve karakter te onderzoeken (de proeven van 6 uur steeds bij elkaar opgeteld), is de methode ook uitgewerkt voor een golfhoogte van 2 m, maar nu is elke 6 uur belasting door een bepaald overslagdebiet als een afzonderlijke proef gezien. In werkelijkheid zou de simulator voor elke conditie verplaatst moeten worden en begint elke conditie met een onbeschadigd talud. Figuur 2.28 geeft het resultaat.



Figuur 2.27 Het cumulatief effect van q_{mm} gewogen en de effectieve tijd t_{eff} totaal



Figuur 2.28 Vergelijking van het cumulatief effect van q_{mm} gewogen en de effectieve tijd t_{eff} totaal met afzonderlijke proeven van 6 uur

Doordat de voorgaande belasting niet wordt meegenomen, wordt de totale effectieve tijd bij afzonderlijke proeven kleiner. Maar wat opvalt, is dat de gewogen belasting q_{mm} gewogen groter wordt! Dit is een niet verwacht en eigenlijk ook niet gewenst effect. De gewogen belasting van een enkele proef met bijvoorbeeld 75 l/s per m is groter dan van deze zelfde proef, als deze wordt vooraf gegaan door een proef van 6 uur met 50 l/s per m, nogmaals 6 uur met 30 l/s per m, etc. De werkelijke totale belasting is natuurlijk groter bij een cumulatief verloop van de proeven, maar het is best mogelijk dat een *gewogen* belasting kleiner is. Het effect van een afzonderlijke proef komt wel duidelijker naar voren in de totale effectieve tijd. Die is iets kleiner dan bij achter elkaar uitgevoerde proeven. Een enkele proef van 75 l/s per m komt dan ook net links van de lijn voor een goede grasmat te liggen en een cumulatieve proef komt er net rechts van. Dus als combinatie q_{mm} gewogen met t_{eff} totaal klopt het verhaal wel, maar er is wel enige uitleg nodig en de tijd speelt in de hele methode een uiterst belangrijke rol.

Verder is de methode vrij bewerkelijk, want voor bijvoorbeeld een enkele proef van 6 uur moet de hele methode opnieuw worden uitgewerkt. Vanuit tabel 2.3 is het niet mogelijk de belasting en tijd te berekenen voor een enkele proef.

2.7 Belastingmaat q_{mm} met ondergrens

In de methode die in de vorige paragraaf is beschreven, speelt de totale effectieve tijd een grote rol. Deze tijd is groter voor een proevenserie met lage hydraulische belasting van $H_s = 1$ m, dan voor een serie met $H_s = 3$ m, terwijl de gewogen belasting voor beide series vrij dicht bij elkaar liggen. De verwachting is dat grotere overslaande golven een zwaardere belasting geven en dat komt met boven beschreven methode niet erg goed uit de verf.

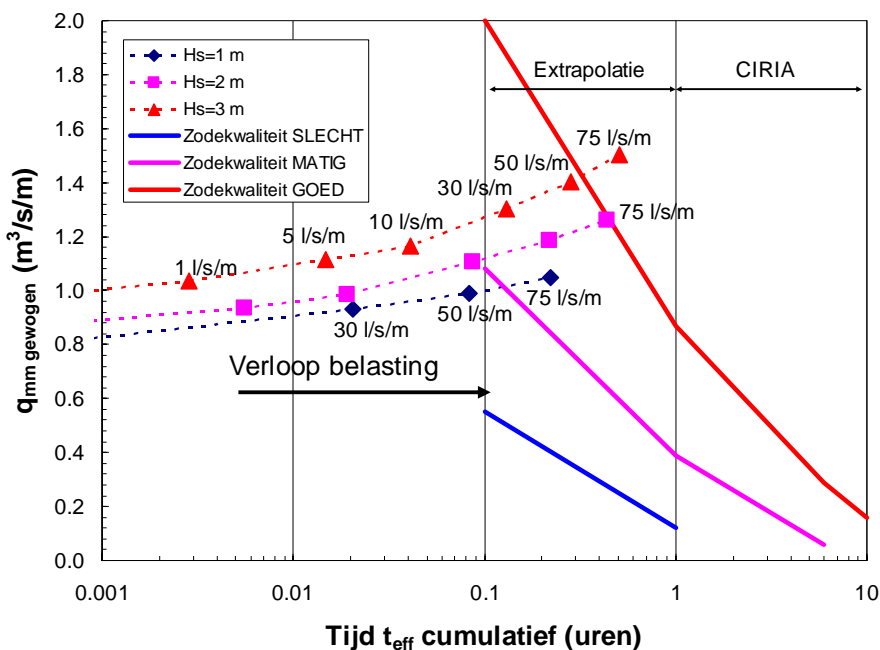
In eerdere rapportages en discussies is al eens geopperd dat er een kritieke grens zou kunnen zijn, waar beneden eigenlijk niets gebeurt. Bijvoorbeeld een kritiek volume, een kritieke snelheid of een kritiek maximaal momentaan debiet. In wezen zit er in de methode

van de vorige paragraaf ook al een ad-hoc ondergrens, want overslaande volumes met een effectieve tijd $t_{\text{eff}} < 1$ s zijn niet meegenomen omdat ze een negatieve logaritme geven. De ondergrens (is dus het toegepaste kritieke debiet) ligt daar ongeveer op 400 l/s per m, wat betekent een kritieke snelheid van $u_c = 4.1$ m/s met bijbehorende laagdikte van $h = 0,094$. De figuren in paragraaf 2.6 zijn met deze ondergrenzen samengesteld.

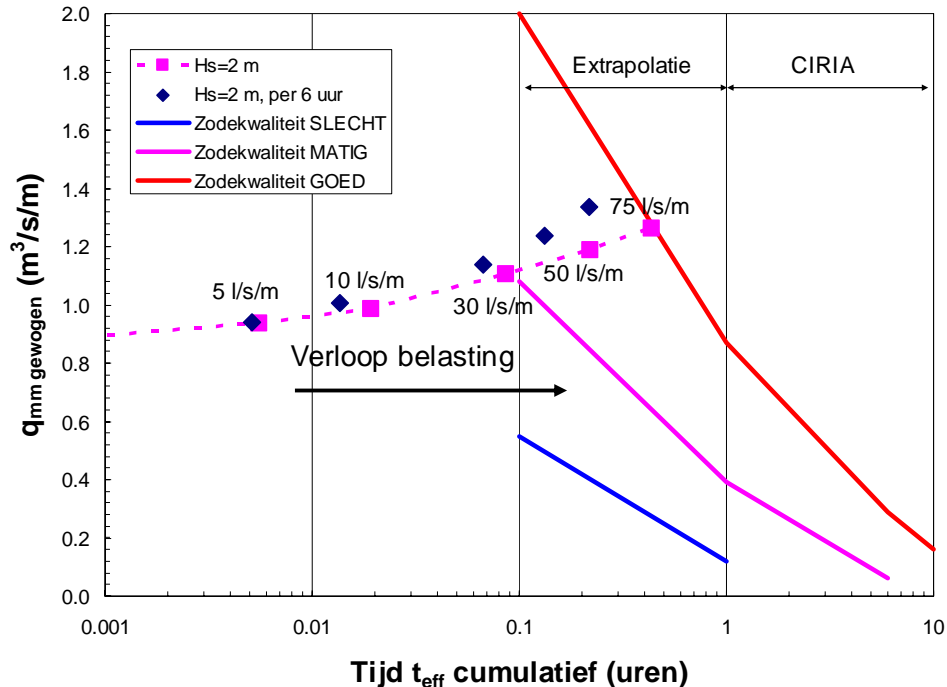
Toch heeft de totale effectieve tijd nog een grote invloed en de methode zou misschien meer onderscheidend kunnen worden als de kritieke grens hoger zou worden gelegd. Arbitrair is gekozen voor een kritiek volume van $V = 1 \text{ m}^3$ per m, wat een kritieke snelheid geeft van $u_c = 5,0$ m/s, een laagdikte van 0,15 m en daarmee een kritiek maximaal momentaan debiet van $q_{\text{mm}} = 0,75 \text{ m}^3$ per m.

Alle proevenseries met de drie hydraulische condities zijn met deze ondergrens opnieuw uitgewerkt en het resultaat is gegeven in figuur 2.29. Doordat de kleinere overslaande volumes afvallen, wordt het gewogen maximaal momentaan debiet hoger. De eindwaarde voor $H_s = 3$ m en een overslagdebiet van 75 l/s per m (het hoogste punt in figuur 2.29) geeft nu $q_{\text{mm}} \text{ gewogen} = 1,50 \text{ m}^3$ per m, terwijl dit in figuur 2.27 nog $1,24 \text{ m}^3$ per m was.

De lijnen voor verschillende hydraulische regimes liggen echter nog dichter bij elkaar dan met de lagere ondergrens. Het effect van het hydraulisch regime op het gewogen maximaal momentaan debiet is daarmee nog kleiner geworden. Wel is de totale effectieve tijd voor een kleinere hydraulische belasting, bijvoorbeeld $H_s = 1$ m, korter geworden. In figuur 2.29 ligt de proef van 50 l/s per m voor $H_s = 1$ m net beneden de lijn voor een matige grasmat, ligt die voor $H_s = 2$ m tussen de matige en goede grasmat in en ligt die voor $H_s = 3$ m dicht bij de goede grasmat. Deze methode lijkt een beter onderscheidend vermogen te hebben, maar dat is wel gebaseerd op een andere uitkomst van de totale effectieve tijd en niet op een groter onderscheidend vermogen in belasting.



Figuur 2.29 Het cumulatief effect van $q_{\text{mm}} \text{ gewogen}$ en de effectieve tijd t_{eff} totaal met een ondergrens van $V > 1 \text{ m}^3$ per m of $q_{\text{mm}} > 0,75 \text{ m}^3/\text{s}$ per m

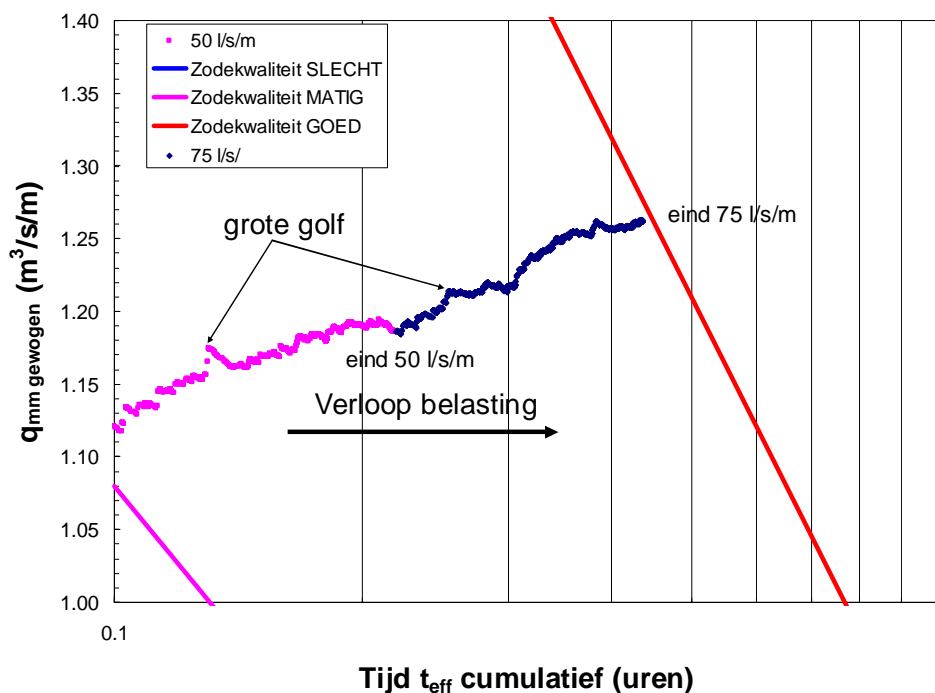


Figuur 2.30 Vergelijking van het cumulatief effect van $q_{mm\ gewogen}$ en de effectieve tijd $t_{eff\ totaal}$ met afzonderlijke proeven van 6 uur en ondergrens $V > 1\ m^3$ per m

In figuur 2.30 is dezelfde analyse uitgevoerd als in figuur 2.28, maar nu met de gegeven ondergrens. Voor $H_s = 2\ m$ zijn de overslagdebieten als opeenvolgende proeven beschouwd, net als in figuur 2.29, maar zijn de proeven ook afzonderlijk, dus zonder cumulatief effect van de vorige proeven, beschouwd. Dezelfde conclusie kan worden getrokken als in paragraaf 2.6. Een enkele proef geeft een hoger gewogen maximaal momentaan debiet dan een hele serie, waarbij de totale effectieve tijd wel korter is.

Zowel het gewogen maximale momentane debiet $q_{mm\ gewogen}$ als de totale effectieve tijd $t_{eff\ totaal}$, kunnen na elke overslaande golf worden bepaald. De totale belasting die het binnentalud te verduren krijgt kan dus in de tijd worden gevolgd. Als voorbeeld is het laatste gedeelte van een proef met $H_s = 2\ m$ genomen, met de debieten $50\ l/s$ per m en $75\ l/s$ per m . Figuur 2.31 geeft het resultaat. Elke overslaande golf is met een punt aangegeven. In de figuur is ingezoomd op het betreffende gedeelte, dus de effectieve tijd zit tussen $0,1$ en 1 uur en de gewogen belasting tussen $1,0$ en $1,4\ m^3$ per m .

Het verloop is een beetje grillig, wat natuurlijk mogelijk is omdat de grote en kleine overslagvolumes random voorkomen. Toch is het een beetje onnatuurlijk dat de gewogen belasting tijdens de proef kan dalen. Bij een grote overslaande golf gaat de gewogen belasting iets omhoog, om daarna weer te dalen. In de figuur zijn enkele punten gemarkeerd, die dit aangeven.



Figuur 2.31 Verloop van de belasting in de tijd

In de methode speelt de combinatie van gewogen belasting en totale effectieve tijd een grote rol. Als de twee parameters apart worden bekeken, dan treden er minder gewenste effecten op, zoals een belasting die naar beneden kan gaan. Dit komt vooral omdat de belasting een *gewogen* belasting is en niet een cumulatieve belasting. Het cumulatieve effect zit in de totale effectieve tijd. De methode werkt wel, maar is niet erg onderscheidend en heeft enkele minpunten. Een voordeel is dat de methode lijkt op de CIRIA-methode, alhoewel bekende lijnen wel in een onbekend gebied moeten worden geëxtrapoleerd.

2.8 Belastingmaat $\Sigma(u^2 - u_c^2)$

De methode die in paragrafen 2.6 en 2.7 is beschreven, besteedt aandacht aan de tijd dat een overslaande golf een belasting geeft op het talud. In eerdere rapportages, zoals de fase 3D-rapportage, is een methode geopperd die van de snelheid van de overslaande golf uitgaat, met of zonder kritische grens. De belasting per golf moet dan worden opgeteld om een cumulatieve belasting te krijgen: $\Sigma(u^2 - u_c^2)$.

De grote vraag is hoe verschillende snelheden bij elkaar moeten worden opgeteld. Op zich zou dezelfde effectieve tijd t_{eff} kunnen worden bepaald als in de vorige paragrafen en deze tijden zouden ook weer middels logaritmische weging opgeteld kunnen worden. Maar is de tijd dat het water in een overslaande golf op het binnentalud een maximale snelheid heeft zo erg belangrijk, of is de snelheid zelf (eventueel in het kwadraat) niet onderscheidend genoeg?

De effectieve tijd van een overslaand volume van 1 m^3 per m is 1,21 s (zie paragraaf 2.6), die van $5,5 \text{ m}^3$ per m (de maximale capaciteit van de simulator) 1,87 s. Het verschil in effectieve tijd tussen een eventuele ondergrens van 1 m^3 per m en de maximale capaciteit van $5,5 \text{ m}^3$ per m is maar ongeveer 50%. Op basis hiervan wordt in eerste instantie verondersteld dat het

verschil in effectieve tijd tussen golven onderling geen grote invloed heeft en kan worden verwaarloosd.

Dit betekent dat de belastingmaat voor elke golf kan worden bepaald en dat deze rechtstreeks voor meerdere golven bij elkaar op kan worden geteld voor een cumulatieve belastingmaat.

De eenheid van snelheid is m/s en dus voor een kwadratische snelheid m^2/s^2 . Als we echter voor elke golf eenzelfde effectieve tijd aanhouden, van bijvoorbeeld 1 s, dan ontstaat een eenheid van m^2/s of nog beter m^3/s per m breedte. Dit is weer een debiet per m breedte, net als in de vorige paragraaf, maar nu worden de debieten opgeteld in plaats van gewogen. Het cumulatief debiet wordt dan waarschijnlijk onrealistisch hoog, maar duurt maar 1 s. Qua eenheid kan dus wel een debiet worden verkregen, maar omdat deze geen fysische betekenis heeft, wordt er eerst van uitgegaan dat de eenheid van de belastingmaat $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ in m^2/s^2 kan worden geschreven.

Als de te realiseren verdeling van overslaande volumes bekend is, dan kan met formule 2.9 direct de snelheid worden uitgerekend. Arbitrair wordt voor de kritieke snelheid u_c eerst een waarde van 5 m/s aangehouden, die hoort bij een overslaand volume van $1 m^3$ per m. Dit is overeenkomstig de waarde in paragraaf 2.7. De belastingmaat $u^2 - u_c^2$ kan voor elk overslaand volume worden bepaald en kan ook na elk volume de cumulatieve belastingmaat $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ worden bepaald. Tabel 2.4 geeft de cumulatieve waarden na elke proef.

duur <i>uur</i>	gemiddeld overslagdebiet <i>l/s per m</i>	Cumulatief $u^2 - u_c^2$; $u_c = 5 \text{ m/s}$		
		$H_s=1 \text{ m}$ m^2/s^2	$H_s=2 \text{ m}$ m^2/s^2	$H_s=3 \text{ m}$ m^2/s^2
6	0.1			5
6	1		3	42
6	5		57	261
6	10	4	238	802
6	30	206	1476	3179
6	50	1040	4421	7927
6	75	3276	10043	16085

Tabel 2.4 Cumulatieve belastingmaat $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ na alle belastingcondities

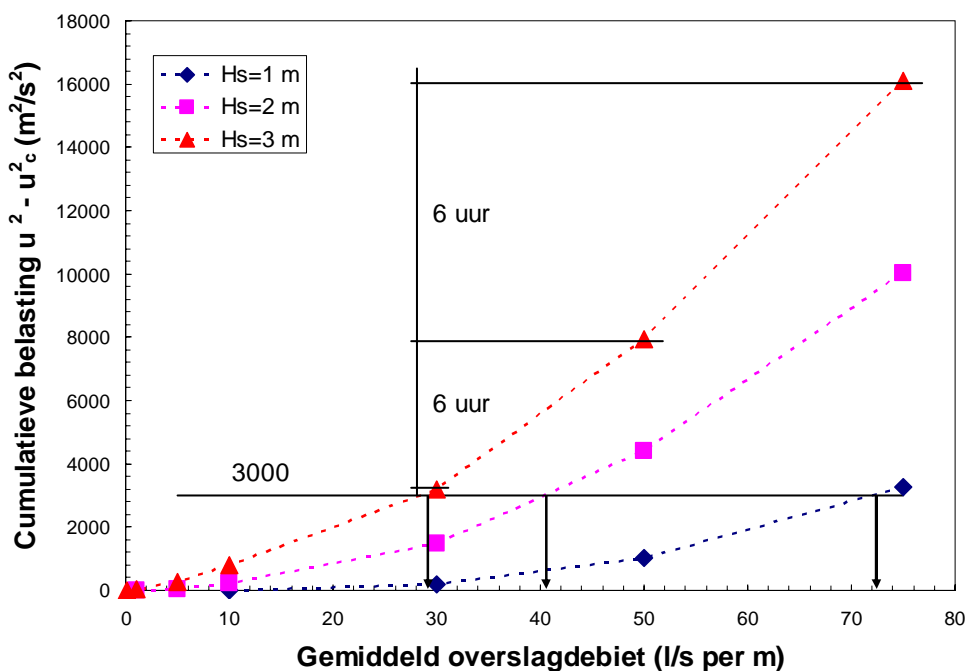
Door de ondergrens van $u_c = 5 \text{ m/s}$ vindt er in feite geen belasting plaats voor 5 l/s per m en lager, bij een hydraulische conditie van $H_s = 1 \text{ m}$. Voor $H_s = 2 \text{ m}$ geeft de 0,1 l/s per m geen belasting, terwijl dit voor $H_s = 3 \text{ m}$ wel zo is. Het feit dat 0,1 l/s per m geen belasting geeft bij $H_s = 2 \text{ m}$, komt wel overeen met ervaring met de simulator. Bij Delfzijl en de Boonweg, de eerste twee jaren, werd deze conditie nog uitgevoerd, bij de Afsluitdijk niet meer, "want dan gebeurt er toch niets". Voor $H_s = 2 \text{ m}$ begint er een klein beetje cumulatieve belasting, maar deze is nog steeds erg klein.

Uiteindelijk komen in de tabel grote waarden voor van 16.000 m^2/s^2 . De maximale cumulatieve waarden tussen de drie hydraulische condities lopen op van ongeveer 3000 naar 16.000 m^2/s^2 . Daarmee lijkt er wel een groot onderscheidend vermogen aanwezig te zijn tussen de verschillende hydraulische regimes.

Figuur 2.32 geeft de cumulatieve belasting als functie van het gemiddeld overslagdebiet. Er zijn verbindinglijnen tussen de punten getrokken, want elke voorgaande overslagconditie telt mee. Met een lineaire as voor de cumulatieve belasting zijn overslagdebieten tot 10 l/s per m klein, het onderscheid is vooral boven dit debiet aanwezig en dan zeker onderscheidend. Tussen twee punten zit een proefduur van 6 uur, zoals ook in de figuur is aangegeven.

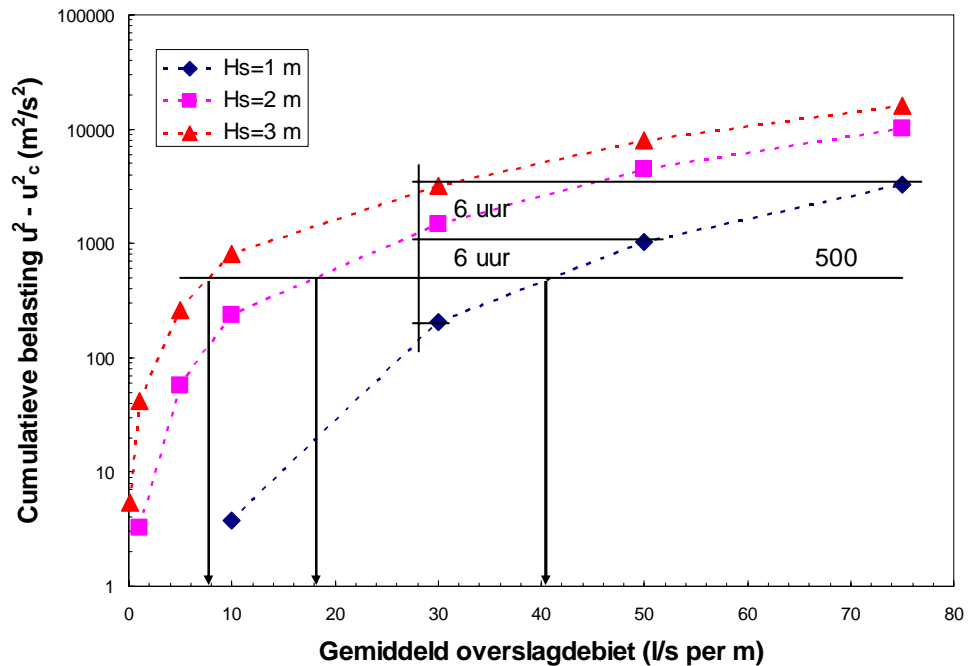
Cumulatieve belastingen kunnen in de figuur direct worden vergeleken met uitgevoerde proeven. Als voorbeeld is een belastingniveau van 3000 m²/s² gegeven met een horizontale rechte lijn. Het zou kunnen zijn dat bijvoorbeeld op dit niveau schade is ontstaan met de hydraulische conditie van H_s = 3 m. Dit zou dan gebeurd zijn aan het eind van de 30 l/s per m proef. Bij de hydraulische conditie van H_s = 2 m zou de schade dan moeten ontstaan halverwege de 50 l/s per m proef. Bij de laagste hydraulische conditie van H_s = 1 m zou de schade pas ontstaan aan het eind van de 75 l/s per m proef. Alhoewel deze proeven niet zijn uitgevoerd, zijn de uitkomsten wel zodanig dat ze gevoelsmatig zouden kunnen kloppen.

Figuur 2.32 verbindt dus verschillende hydraulische regimes met elkaar en ook nog op een vrij eenvoudige manier.



Figuur 2.32 De cumulatieve belasting $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ als functie van het overslagdebiet

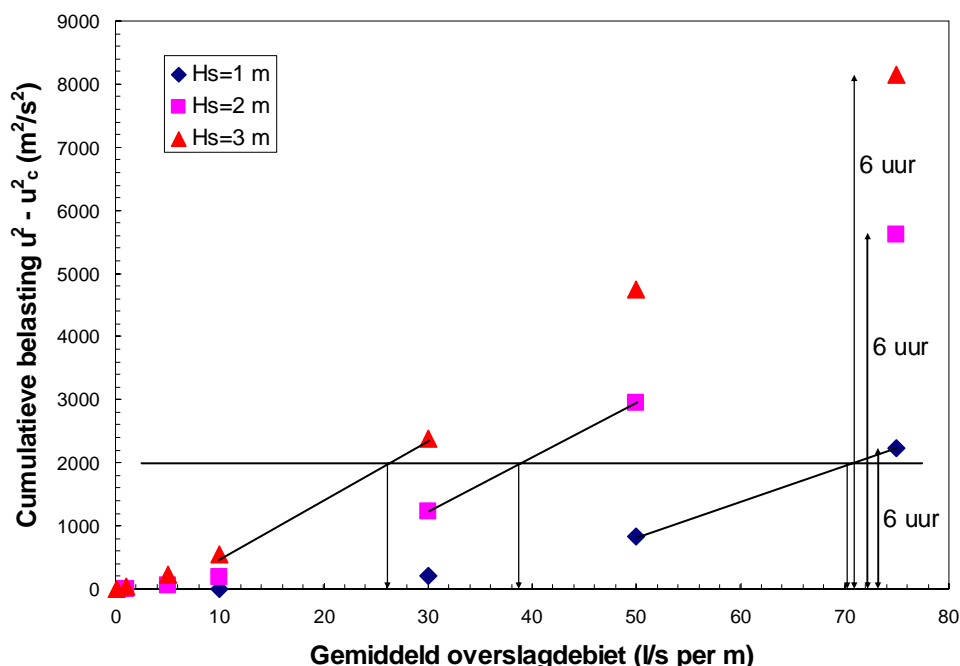
Mocht er nu wel schade ontstaan bij een laag overslagdebiet, dan is het ook mogelijk de figuur met een logaritmische as uit te zetten. Dat is gedaan in figuur 2.33. De lijnen komen voor grote overslagdebieten meer parallel te liggen en zijn meer onderscheidend voor de kleine overslagdebieten. Als we nu geïnteresseerd zijn in een cumulatieve belasting van 500 m²/s², dan zou dit niveau bereikt worden bij H_s = 1 m halverwege de 50 l/s per m proef, bij H_s = 2 m iets voor het midden van de 30 l/s per m proef en bij H_s = 3 m net na de helft van de 10 l/s per m proef.



Figuur 2.33 De cumulatieve belasting $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ als functie van het overslagdebiet en logaritmisch uitgezet

In paragrafen 2.6 en 2.7 is ook gekeken wat er gebeurt als de belasting niet cumulatief is, dus dat verschillende overslagdebieten elkaar niet opvolgen, maar alleen één overslagdebiet gedurende 6 uur wordt uitgevoerd. In dit geval hoeft de berekening niet opnieuw te worden gemaakt, want de belastingen per overslagdebiet kunnen direct uit tabel 2.4 worden gehaald. De cumulatieve belasting van de voorgaande proeven kan gewoon worden afgetrokken van de beschouwde conditie. Bijvoorbeeld, de cumulatieve belasting bij $H_s = 2$ m, na de hele serie overslagdebieten tot en met 50 l/s per m, is $4421 \text{ m}^2/\text{s}^2$. Aan het begin van deze conditie, dus na 30 l/s per m, was dit $1476 \text{ m}^2/\text{s}^2$. De cumulatieve belasting voor de 50 l/s per m proef alleen, onder de hydraulische conditie van $H_s = 2$ m, is dan $4421 - 1476 = 2945 \text{ m}^2/\text{s}^2$.

Het is dan ook eenvoudig een grafiek te maken die overeenkomt met figuren 2.32 of 2.33, maar waarbij alleen de cumulatieve belasting van één conditie wordt gegeven. Figuur 2.34 geeft de grafiek, die kan worden vergeleken met figuur 2.32, alleen zijn de punten nu onafhankelijk van elkaar. Rechts in de grafiek, voor 75 l/s per m, is aangegeven dat elk punt wordt bereikt door een overslagduur van 6 uur. Horizontaal is als voorbeeld een belastingniveau gegeven van $2000 \text{ m}^2/\text{s}^2$. Vanuit deze lijn kan worden geconcludeerd dat een hydraulische conditie van $H_s = 3$ m met $q = 26$ l/s per m gelijkwaardig is aan $H_s = 2$ m met $q = 39$ l/s per m en met $H_s = 1$ m en $q = 70$ l/s per m, allemaal met een duur van 6 uur. Hydraulische regimes kunnen dus direct met elkaar worden vergeleken.



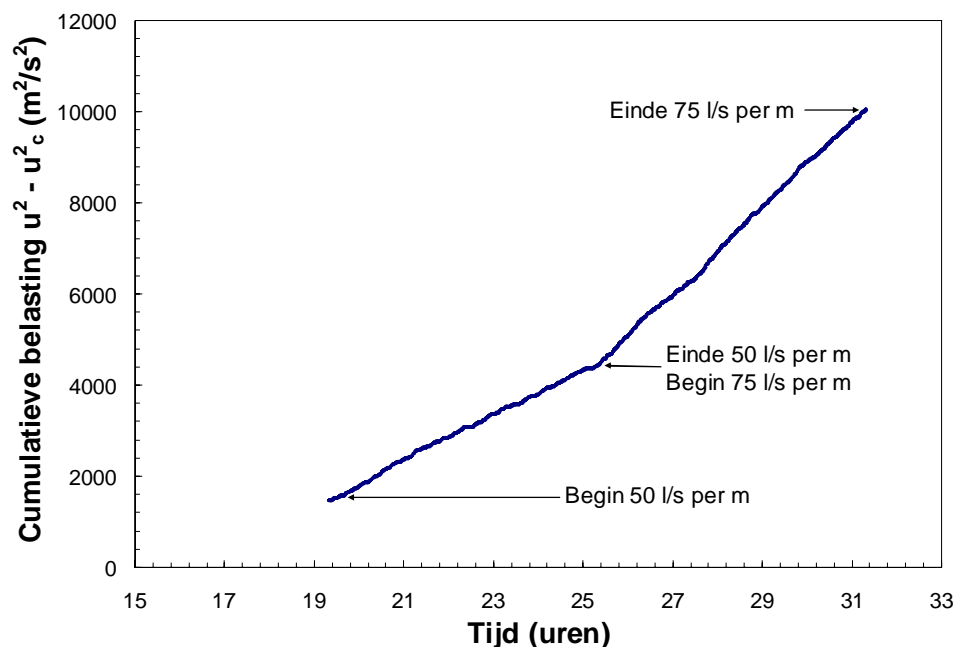
Figuur 2.34 De cumulatieve belasting $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ als functie van het overslagdebiet, maar met onderling onafhankelijke proeven

Net als bij de methode in paragrafen 2.6 en 2.7 kan ook hier het verloop van de belasting in de tijd, tijdens een proef, worden berekend. Het belastingniveau kan nu rechtstreeks tegen de verlopen tijd worden uitgezet. Voor de 50 en 75 l/s per m proef is dit gedaan in figuur 2.35, met daaraan vooraf de kleinere debieten. De tijd voor de 50 l/s per m proef start dan ook pas na 19 uur beproeven met kleinere debieten en duurt dan 6 uur. Vervolgens begint de 75 l/s per m proef, die dan ook weer 6 uur duurt.

De figuur geeft een vrijwel lineair verband tussen verstreken tijd en cumulatief belastingniveau. Doordat er grote en kleine overslagen zijn is het niet een volkomen rechte lijn, maar het belastingniveau daalt niet (dat kan per definitie niet) en de lijn is dermate recht dat we kunnen concluderen dat we wel een rechte lijn mogen aannemen. Dit impliceert dat we mogen aannemen dat bij een gegeven overslagdebiet en hydraulisch regime, de cumulatieve belasting lineair in de tijd stijgt. En daarmee hebben we zowel grip op het belastingniveau als het tijdstip waarop dit optreedt.

Als voorbeeld, een proef van 50 l/s per m bij $H_s = 2$ m, geeft in 6 uur een cumulatief belastingniveau van $2945 \text{ m}^2/\text{s}^2$ (bovenstaand uit tabel 2.4 berekend). Dit betekent een stijging van cumulatief belastingniveau van $490 \text{ m}^2/\text{s}^2$ per uur of $0,136 \text{ m}^2/\text{s}^2$ per s. Met dit getal kan direct berekend worden wanneer na het begin van een proef een bepaald belastingniveau bereikt zal worden.

Al met al lijkt de methode veel voordelen te bieden en weinig nadelen. De snelheid voor elk overslaand volume is gemakkelijk te berekenen en daarmee ook de cumulatieve belasting bij een bepaalde proefduur. Deze cumulatieve belasting legt een direct verband tussen verschillende hydraulische regimes, waarbij het in principe niets uitmaakt of de proeven op zich zelf staan of na elkaar worden uitgevoerd. Ook is aan te geven wanneer in de tijd een bepaalde cumulatieve belasting zal worden bereikt.



Figuur 2.35 Verloop van de cumulatieve belasting in de tijd voor 50 en 75 l/s per m bij $H_s = 2$ m

Het lijkt er op dat de methode in deze paragraaf de voorkeur verdient boven die in paragrafen 2.3, 2.6 en 2.7, deels door de eenvoud voor het bepalen van het cumulatieve belastingniveau, maar vooral door de inzichtelijkheid die dit niveau geeft tussen hydraulische regimes met verschillende overslagdebieten en de invloed van de tijdsduur.

Als nadeel zou genoemd kunnen worden dat er nog geen “sterkte” aan deze cumulatieve belasting is gegeven. Dit is wel zo in de grafiek gebaseerd op CIRIA in paragrafen 2.3, 2.6 en 2.7. Maar daar moet ook worden vermeld dat lijnen geëxtrapoleerd zijn en we eigenlijk niet goed weten waar de lijnen voor korte belastingduur moeten liggen.

In fase 4B moet een predictie worden gemaakt voor de proeven bij de Vechtdijk. Als bij de eerste proef met een hydraulisch regime van $H_s = 2$ m op een bepaald tijdstip en bij een bepaald overslagdebiet een bepaalde schade ontstaat, dan kan met de methode in deze paragraaf direct een schatting worden gemaakt wanneer die schade te verwachten valt bij een volgende proef met bijvoorbeeld $H_s = 1$ m of $H_s = 3$ m.

Bij de evaluatiefase 4D kunnen alle proeven tot nu toe worden bekeken, kan het cumulatief belastingniveau worden berekend waarbij een zekere schade is ontstaan en kunnen de resultaten onderling worden vergeleken. Als de resultaten niet voldoende op een lijn liggen, dan zou dit kunnen komen doordat de ondergrens, $V = 1$ m³ per m met $u_c = 5$ m/s, niet goed is gekozen. Tijdens de evaluatie zal moeten worden gekeken in hoeverre de waarden moeten worden aangepast om de resultaten van de voorgaande proeven te verklaren.

2.9 Meten hydraulische parameters met de surfplank

Bij de Afsluitdijk (Fase 3C) zijn voor het eerst laagdikten van overslaand water gemeten met een zogenaamde surfplank. Ook zijn frontsnelheden met een highspeed camera genomen. Deze metingen zijn zeer succesvol gebleken. Er is voorgesteld om met dit soort metingen door te gaan en waar mogelijk te verbeteren.

Er zijn vier surfplanken bijgemaakt, zodat op verschillende locaties op het talud tegelijk kan worden gemeten en dus ook het verloop over het talud in kaart kan worden gebracht. Daarnaast is het meetsysteem zelf aangepast, van een pulsmeter die wordt opgeslagen op een datakaart naar een potentiometer die middels een datalogger op een pc wordt opgeslagen. De pulsmeter gaf namelijk wel eens ongewenste versturende signalen en ook kon maar één signaal worden opgeslagen.

In eerste instantie is het idee ontwikkeld om de (front)snelheid op twee andere, eenvoudige en robuuste manieren te meten, omdat een highspeed camera wel prima meet, maar de verwerking veel tijd kost. De eerste is om een klein schoepenwiel (paddle wheel) onder de surfplank te plaatsen, overeenkomstig het systeem om op kleine schepen de snelheid te meten. Daarnaast is gedacht aan een fysiek golffrontverklippersysteem op het moment dat het front van de golf deze verclipper raakt. Gedacht werd aan goedkope, robuuste en eenvoudige systemen, omdat gebleken is dat deze het beste werken bij de hoge snelheden en turbulentie van het overslaande water.

Het idee om een schoepenwiel in de surfplank te bouwen is inderdaad uitgevoerd. Dit is voor drie surfplanken gedaan. Mocht dit systeem goed werken, dan kunnen ook de andere twee bij een volgende gelegenheid van dit systeem worden voorzien.

Er is niet een apart golffrontverklippersysteem ontwikkeld. In plaats daarvan zijn twee extra surfplanken gemaakt. Het signaal van de laagdikte van de surfplank is zo duidelijk dat als deze surfplanken op bijvoorbeeld 2 m afstand van elkaar worden gezet, hier gemakkelijk de frontsnelheid uit gehaald kan worden. Door twee extra surfplanken te maken, zijn er vijf surfplanken beschikbaar en hiermee kan op diverse plaatsen de frontsnelheid en ook het verloop van de frontsnelheid over het talud worden gemeten of bepaald.

Naast het plaatsen van een schoepenwiel in enkele surfplanken is ook een schoepenwiel in een dunne vlakke plaat gemaakt. Deze zal omgekeerd op het talud worden gelegd (en deels worden ingegraven) om de snelheid direct ter plaatse van de bodem te meten. De surfplanken meten immers in de bovenlaag van het overstromende water.

De datalogger is geschikt gemaakt om de signalen van 5 laagdiktemeters te ontvangen, van 4 snelheidsmeters en daarnaast wordt het signaal "open de klep" van de simulator opgeslagen.

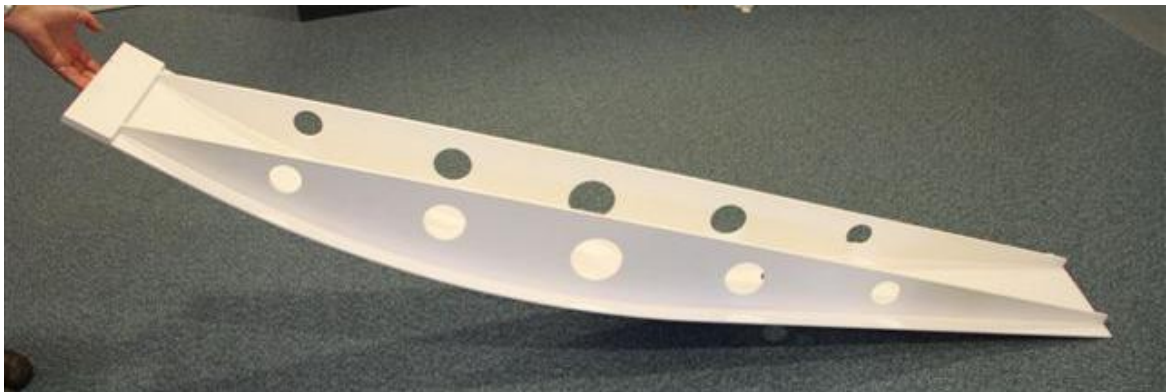
Het fysiek maken van de aanpassingen en de mogelijkheid om via een datalogger op een pc te meten, is inmiddels uitgevoerd. Op vrijdag 12 februari 2010 is het systeem met het 1 m brede prototype van de golfoverslagsimulator in Delft getest. De resultaten hiervan zijn verderop beschreven. Behoudens een kleine aanpassing aan de surfplank is het systeem gereed om gebruikt te worden.

Wat dan nog overblijft, is de ijking van de snelheidsmeter. Van het schoepenwiel wordt het aantal omwentelingen per tijdseenheid gemeten. Er is ook een zeker verband tussen het aantal omwentelingen en de snelheid, maar deze is nog niet heel nauwkeurig. Het systeem is geschikt om de snelheid van een boot te meten en bij het systeem wordt vermeld dat de juiste snelheid na plaatsing nog nauwkeuriger moet worden geïkt. We hebben dus wel een idee van de snelheid die het huidige systeem geeft, maar de ijking moet nauwkeuriger worden.

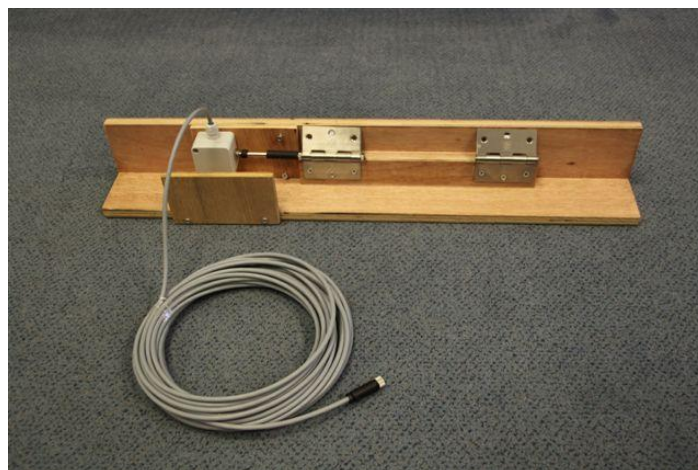
Het ligt in de verwachting dat snelheden globaal tussen 4 en 10 m/s zullen worden gemeten. Bij Deltares in Delft zijn geen faciliteiten waarmee gemakkelijk de snelheidsmeter in een surfplank kan worden geïjkt. Daarom is bedacht de ijking uit te voeren middels een snel varende boot of speedboot. De snelheid van de boot kan nauwkeurig met gps-systemen worden geregistreerd. De surfplank moet dan op zo'n manier aan de boot worden bevestigd dat deze op de juiste wijze over het water gaat.

Deze ijking kon ten tijde van het onderzoek niet worden uitgevoerd vanwege ijs en het niet of nauwelijks buiten het vaarseizoen beschikbaar zijn van een boot. Dit is echter niet direct een probleem. Ook na afloop van de proeven kan de juiste ijking worden uitgevoerd, als de weersomstandigheden gunstiger zijn en kan de juiste ijking aan de data processing worden toegevoegd.

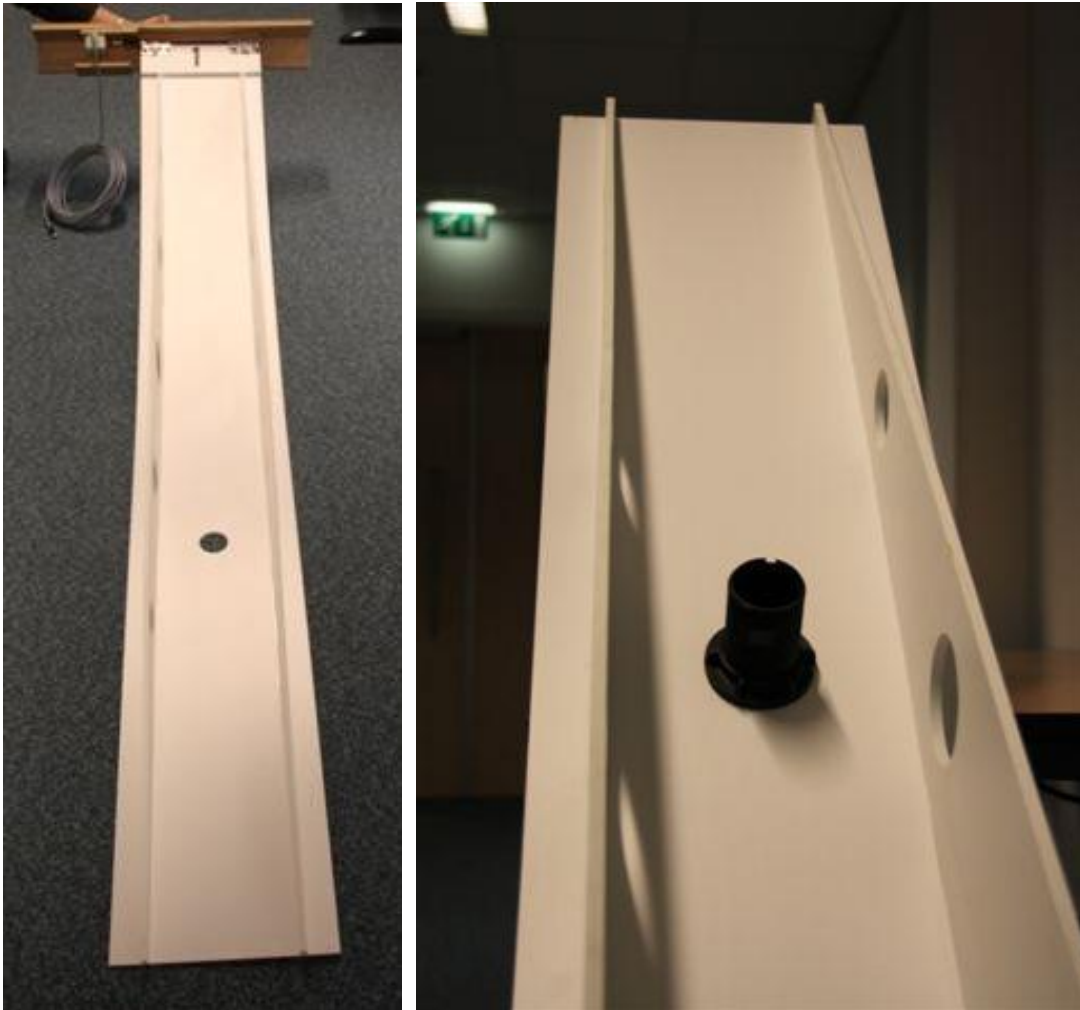
Figuren 2.36 – 2.38 geven foto's van de nieuwe surfplank met de nieuwe potentiometer op de rotatiebevestiging aan de surfplank en de locatie van de snelheidsmeter met de behuizing aan de bovenzijde van de surfplank.



Figuur 2.36 De nieuwe surfplank van kunststof, gezien vanaf de zijkant



Figuur 2.37 De bevestiging van de rotatiemeter, welke aan de surfplank wordt bevestigd en aan een balk over de meetsectie



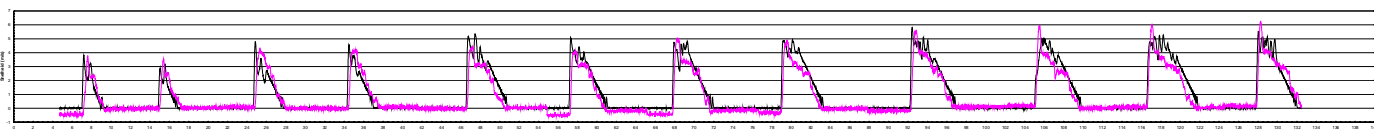
Figuur 2.38 Links de nieuwe surfplank met de doorvoer voor de snelheidsmeter (schoepenwiel) en rechts de behuizing bovenop de surfplank waar het schoepenwiel met bedrading doorheen gaat.

Testen van systeem met het prototype van de golfoverslagsimulator

Net als een jaar eerder is het systeem van surfplank met laagdiktemeter, maar nu ook met een snelheidsmeter, getest in de Baggeroot van Deltares, waar het prototype van de golfoverslagsimulator is opgesteld. De signalen werden middels de nieuwe datalogger op een pc opgeslagen.

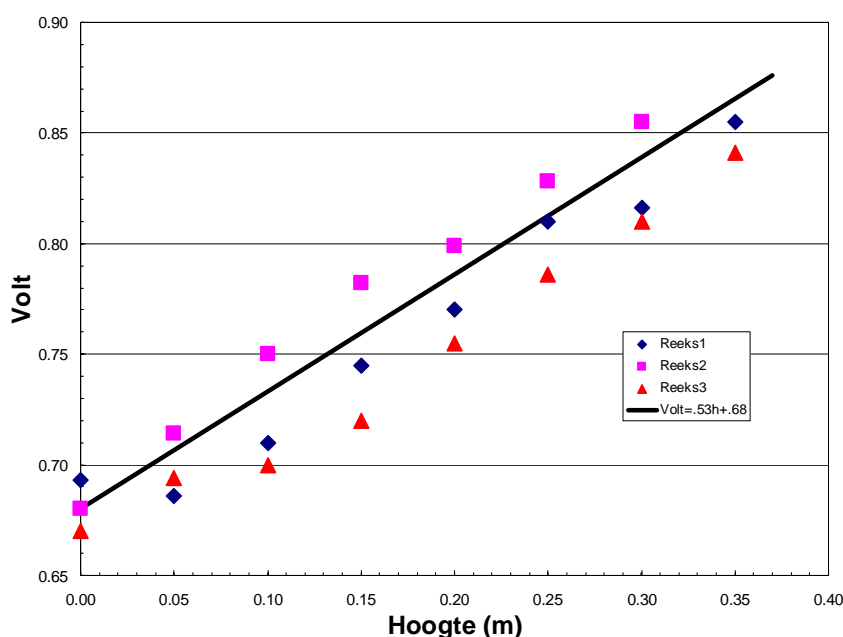
Na een aantal aanloopmoeilijkheden en het uitproberen van enkele situaties, werd een serie metingen opgenomen met verschillende overslagvolumes. Elk overslagvolume van 1000; 1500; 2000; 2500; 3000 en 3500 l per m werd tweemaal herhaald. Dit leidt tot twaalf overslaande volumes en de laagdikten en snelheden zijn allemaal in figuur 2.39 gegeven.

Van het snelheidssignaal geeft de module 0-500 Hz, waarbij 1 Volt overeenkomt met 100 Hz. Het schoepenwiel levert volgens de beschrijving 1 knoop op bij 6 Hz, dit is 0,514 m/s. Daarmee is de voorlopige ijking 1 Volt = 8.56 m/s.



Figuur 2.39 Volledige signaal van snelheid en laagdikte van 12 overlappende volumes

De ijking van de surfplank bleek vrij moeilijk te zijn. Voor verschillende hoogten (laagdikten) van de surfplank werd het gemeten voltage afgelezen. Maar bij driemaal herhalen, lag het nulpunt steeds anders. Figuur 2.35 geeft het gemeten voltage als functie van de laagdikte. De richtingscoëfficiënt van de ijking is wel steeds gelijk, maar het nulpunt niet. De gegeven lijn is als ijking aangehouden.

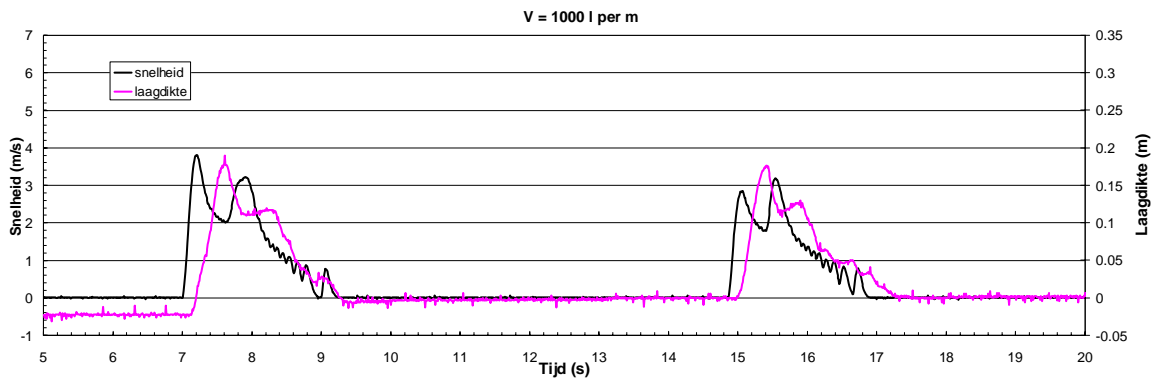


Figuur 2.40 Ijking van de laagdiktemeting van de surfplank

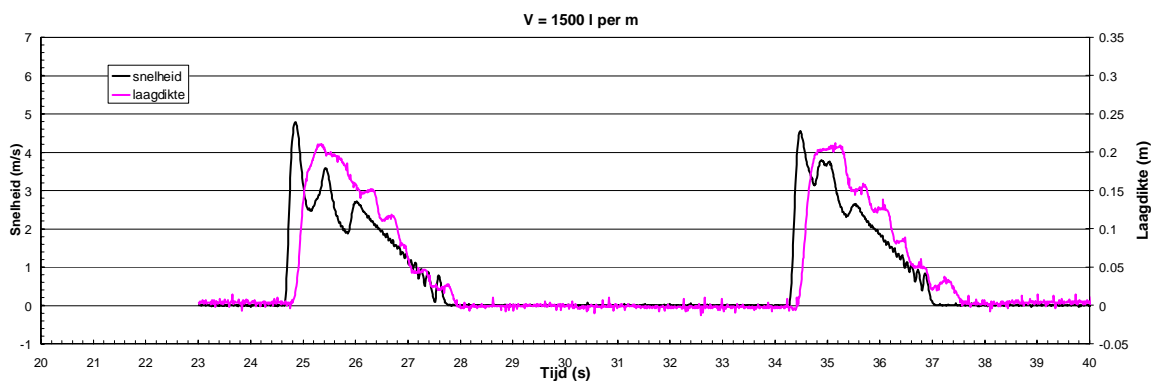
Per tweetal overlappende volumes is het verloop van de signalen gegeven in figuren 2.41 – 2.46. De signalen van twee dezelfde volumes lijken goed op elkaar, alhoewel er wel kleine verschillen zijn. De snelheidsmeter reageert erg snel. Het water bereikt deze snelheidsmeter ook het eerst, waarna de surfplank wordt opgetild. De maximum snelheid wordt bereikt voordat de grootste laagdikte wordt bereikt. Daarna zijn de signalen behoorlijk gelijkvormig. Zowel het snelheidssignaal als het laagdiktesignaal laten oscillaties zien rondom het maximum. Visueel is geconstateerd dat de surfplank inderdaad deze beweging maakt en dat de laagdikte (of de stroming) niet helemaal een continu verloop heeft. Wat opvalt, is dat het snelheidssignaal, zeker voor de grotere volumes, een strak lineair aflopend signaal heeft. Op vrijwel hetzelfde tijdstip worden zowel de snelheid als de laagdikte nul.

Hetzelfde als bij de ijking van de laagdikte werd geconstateerd, is ook te zien in het snelheidssignaal van de meting: de laagdikte komt niet precies terug op nul. Het kan zowel net boven als beneden nul zitten. Mogelijk is de oorzaak speling op de as door een van de scharnieren. Dit probleem wordt opgelost door één lange as door beide scharnieren te maken. Daarnaast wordt gekeken naar een ander soort potentiometer.

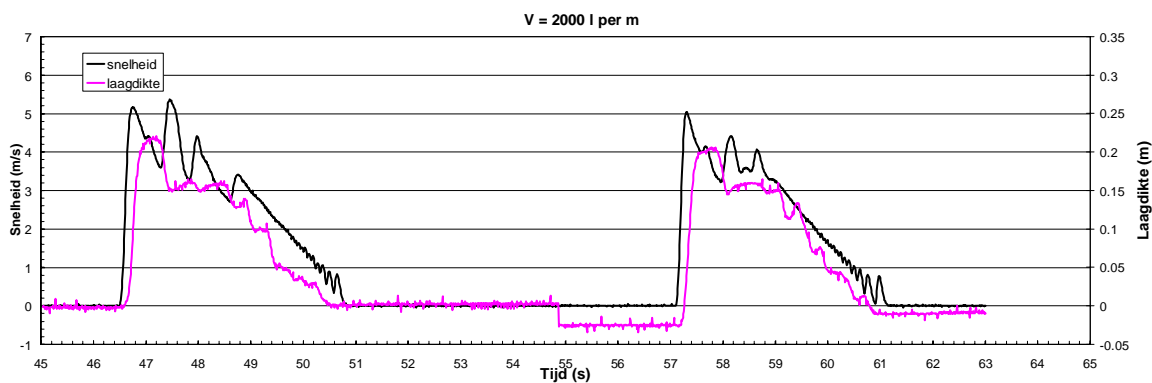
Als die problemen zijn opgelost, is het systeem klaar om op de dijk te gaan meten. Foto's van meetopstelling en de datalogger met pc zijn gegeven in figuren 2.47 en 2.48.



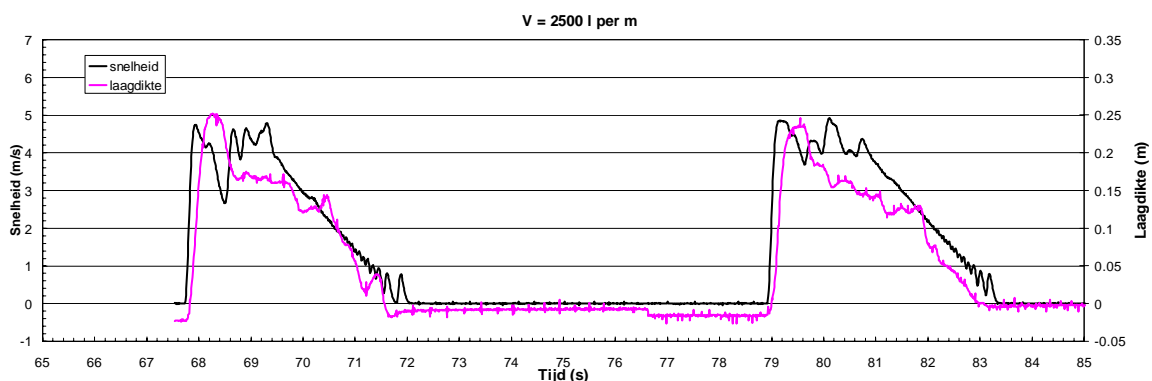
Figuur 2.41 Laagdikte en snelheid voor een volume van 1000 l per m



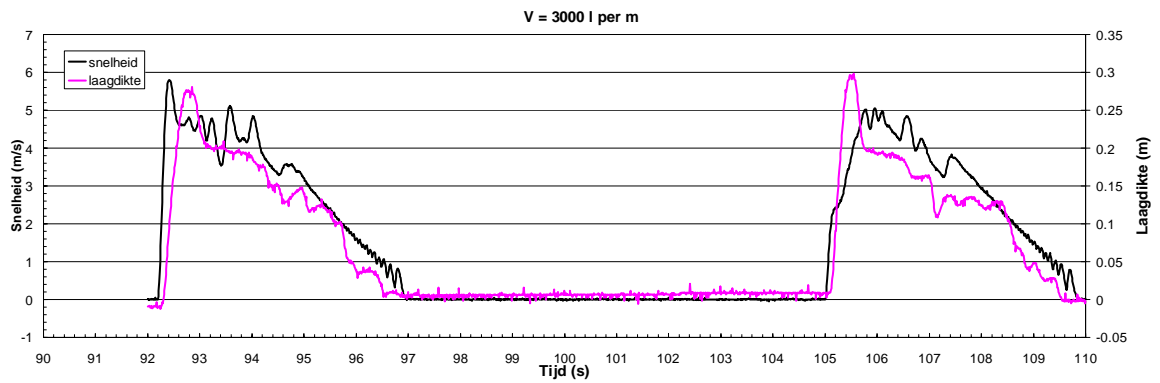
Figuur 2.42 Laagdikte en snelheid voor een volume van 1500 l per m



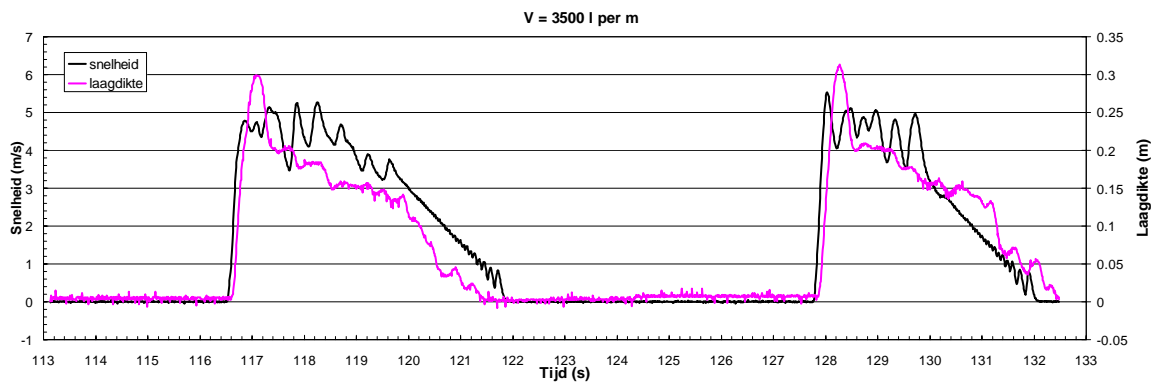
Figuur 2.43 Laagdikte en snelheid voor een volume van 2000 l per m



Figuur 2.44 Laagdikte en snelheid voor een volume van 2500 l per m



Figuur 2.45 Laagdikte en snelheid voor een volume van 3000 l per m



Figuur 2.46 Laagdikte en snelheid voor een volume van 3500 l per m



Figuur 2.47 Meetopstelling en nieuwe datalogger met mini-pc



Figuur 2.48 Snelheidsmeter in de surfplank met een golf waarop de surfplank drijft (links); Detail van het schoepenwiel – het wiel is ongeveer 5 mm breed en alleen de onderste centimeter steekt onder de surfplank uit (rechts)

3 Erosie

3.1 Inleiding

Op grond van de proeven met de golfoverslagsimulator in voorgaande jaren – Friesland, Zeeland, Delfzijl, Afsluitdijk - worden de volgende mechanismen onderscheiden:

- A) Slijterosie: eroderen van de toplaag waarna een gat op een zwakke plek in de graszode ontstaat (kuilvorming);
- B) abrupt of geleidelijk lokaal losscheuren van een laagdikte van 5 à 10 cm van de grasmat (opbolmechanisme bij abrupt losscheuren);
- C) ontstaan van lokale ontgrondingskuilen bij oneffenheden of overgangen naar een horizontaal deel zoals bij de teen van het binnentalud en opritten;
- D) erosie bij niet waterkerende-objecten (NWO's) zoals paaltjes, hekken, mollengaten, bomen.

Na het optreden van de mechanismen kunnen vervolgmecanismen optreden:

- geleidelijk eroderen van de grasmat in benedenstroomse richting (geulvorming);
- uitbreiding van de erosiekuil in bovenstroomse richting (“head-cut erosion”).

In het navolgende zullen de afzonderlijke mechanismen worden behandeld. Doelstelling is om verbeterde formules te ontwikkelen ten opzichte van de eerdere in een voorgaande fase (fase 3D Evaluatie Afsluitdijk, Deltares 2010) die vervolgens met de resultaten van de proeven op de Vechtdijk kunnen worden gevalideerd.

Bij erosie in het algemeen zijn de belasting door stroming en de sterkte van het materiaal van belang. In dit specifieke geval van golfoverslag op een binnentalud met een grasbekleding zijn de overslaande golven nagebootst met een golfsimulator. Met stroomversnellingen (golffront) en stroomvertragingen (staart van de golf) wordt geen rekening gehouden ofwel de veranderingen in de stromingsrichting worden verwaarloosd. De bodemdrukfluctuatie genereert in de superkritische en hoog turbulente stroming zowel opwaartse als neerwaartse drukgradiënten.

De sterkte wordt gekenmerkt door het eigen gewicht van grond, alsmede de kwaliteit van de klei en het gras. In gewapend beton neemt het beton de drukkrachten op en het staal de trekkrachten. Omdat in stromend water lokaal onder- en overdrukken optreden, wordt in analogie van gewapend beton aangenomen dat de grond (klei) de drukspanningen opneemt en de wortels de trekspanningen. De worteldichtheid, de kritische trekspanning van wortels en de worteldiameter bepalen de kritische grassterkte. Voor Nederlandse omstandigheden ligt het aantal wortels in de range van 10.000 tot 50.000 wortels per m² volgens het VTV-2006. De kritische grassterkte varieert van 5 kN/m² tot 15 kN/m² en is grotendeels afhankelijk van de worteldichtheid die op het maaiveld maximaal is en met de diepte afneemt.

Voor het analyseren van de grondsterkte op het binnentalud van de dijk zijn twee kenmerkende erosiemechanismen waargenomen, te weten slijterosie en het lostrekken van de zode.

Slijterosie treedt op, indien het krachtenevenwicht nabij het grensvlak van water en grond wordt verstoord. Het losliggende zand en kleine kleiaggregaten worden door de kracht van het overtrekkende water na een paar golven meegenomen. Dit mechanisme speelde bij de tot nu toe gehouden praktijkproeven een ondergeschikte rol. Er werden slecht erosiedieptes van maximaal 5 cm waargenomen na belasting met vele golven en overslaggebieten tot 75

l/m/s. Indien de locatie van de minimale grondsterkte in de zode ligt, en de grondsterkte hier kleiner is dan de belasting door de turbulente drukfluctuaties van de overtrekkende stroming, scheurt de zode los. In sommige gevallen scheurt de zode gedeeltelijk alleen aan de onderkant los waardoor hij door waterdrukken kan opbollen (ballonmechanisme). Uiteindelijk scheurt de opgebolde zode af door vermoeiing waardoor de ontstane erosieput tot een ontgrondingskuil kan uitgroeien zowel bovenstrooms (terugschrijdende erosie, of 'head-cut erosion' in het Engels) als benedenstrooms (geulerosie, of 'gully erosion' in het Engels).

Behalve erosie op het talud zijn er twee andere mechanismen: erosie op overgangen en erosie bij NWO's. Ook hierbij speelt de sterkte van de grasbekleding een rol, maar is het karakter van de belasting anders. Bij overgangen is sprake van een jetachtige belasting, terwijl bij NWO's sprake is van een analogie met ontgrondingen bij obstakels zoals brugpijlers.

3.2 Slijterosie

Het ontgrondingsproces voor loskorrelige materialen is tijdsafhankelijk en kent vier fasen, te weten: de beginfase, de ontwikkelingsfase, de stabiliseringsfase en de evenwichtsfase. De beginfase is doorgaans van korte duur en is sterk afhankelijk van de begincondities waaronder het ontgrondingsproces op gang komt. In de ontwikkelingsfase wordt de lokale ontgroning voor het grootste deel gerealiseerd en verkrijgt de bovenstroomse helling onder de dynamische invloed van retourstroming en wervelactiviteit zijn evenwichtstalud. De overgang van de ontwikkelingsfase naar de stabiliseringsfase is niet scherp te markeren. De ontgrondingskuil komt geleidelijk aan tot stilstand doordat de stroom niet meer in staat is materiaal uit de ontgroning op te nemen en te transporteren. Met het bereiken van deze uiteindelijke evenwichtstoestand kan nog een aanzienlijk tijdsverloop gemoeid zijn. Op basis van het systematische ontgrondingsonderzoek is voor de ontwikkelingsfase en voor *clear water scour* het volgende verband tussen de maximale ontgrondingsdiepte (y_m) en de tijd (t) afgeleid (Breusers, 1966):

$$y_m = -\lambda_{ref} \left(\frac{t}{t_1} \right)^{\gamma_t} \quad (1)$$

waarin:

- t tijd (s);
- t_1 karakteristieke tijd (s) waarop $y_m = \lambda$;
- y_m maximale ontgrondingsdiepte (m);
- γ_t empirische constante;
- λ_{ref} lengteschaal (m).

Voor 2D ontgrondingen is $\gamma_t = 0,4$ en voor 3D ontgrondingen is $\gamma_t = 0,8$ (Hoffmans & Verheij, 1997). Omdat de verschillen tussen $\gamma_t = 0,8$ en $\gamma_t = 1,0$ marginaal zijn, wordt voor de schematisatie van 3D ontgrondingskuilen $\gamma_t = 1,0$ aangenomen, dus het aangenomen tijdsverloop van y_m is lineair. De definitie van de karakteristieke tijd (t_1) ofwel het tijdstip waarop $y_m = -\lambda_{ref}$ is

$$t_1 = \frac{V_s}{S} \quad (2)$$

waarin:

- S sedimenttransport (m^3/s per strekkende m.);
- V volume van ontgrondingskuil (m^3 per strekkende m.);

Het volume (V_s) van de ontgrondingskuil per eenheid van breedte is gerelateerd aan λ_{ref} voor $t = t_1$

$$V_s \equiv \lambda_{ref}^2 \quad (3)$$

Ofschoon een groot aantal vergelijkingen voor het sedimenttransport (S) voorhanden is, wordt, in navolging van het systematische ontgrondingsonderzoek, S als volgt gemodelleerd

$$S \equiv (U_{max} - U_c)^{\beta_0} \quad (4)$$

Met op basis van prototype ontgrondingsproeven is de invloed van turbulentie in U_{max}

$$U_{max} = \alpha U_0 = (1,5 + 5r_0) U_0 \quad (5)$$

Waarin:

- U_0 dieptegemiddelde snelheid bij golfoverloop (m/s);
- U_c kritische dieptegemiddelde snelheid (m/s);
- α (= $1,5 + 5r_0$) turbulente constante (-);
- r_0 relatieve dieptegemiddelde turbulente intensiteit (-);
- β empirische constante (= varieert van 1 tot 5) (-);

Vergelijking (1) is afgeleid voor niet cohesief materiaal, maar er wordt aangenomen dat de formule ook geldt voor cohesief materiaal of gras. Via U_c kan dit in rekening worden gebracht.

Voor loskorrelige materialen en voor subkritische stromingen vond Herman Breusers (1966) $\beta_0 = 4,3$, echter latere studies van Dick Mastbergen hebben aangetoond dat voor zeer hoge snelheden tot 30 m/s een beter fit met $\beta_0 = 1$ wordt verkregen. Omdat de snelheden op het binnentalud van dijken bij golfvolumes groter dan 1000 liter van 3 m/s tot 8 m/s variëren, is aangenomen dat $\beta_0 = 2$. Herleiding van bovenstaande vergelijkingen geeft dan:

$$y_m = -\frac{(\alpha U_0 - U_c)^2}{E_{soil}} t \quad (6)$$

waarbij aangenomen is $\gamma_t = 1$ en $\lambda_{ref} = E_{soil}$.

U_c voor gras is sterk afhankelijk van de grassterkte en kan worden benaderd met het turf-element model (Hoffmans et. al. 2008) (zie ook Tabel 3.1)

$$U_c = \frac{0,29}{r_0} \sqrt{\frac{\sigma_{0,g}}{\rho}} \quad (7)$$

waarin:

- ρ dichtheid van water (= 1000 à 1030 kg/m³) (kg/m³);
- $\sigma_{0,g}$ grassterkte (N/m²).

Op basis van Partheniades' onderzoek (1965) en is E_{soil} als volgt te schrijven

$$E_{soil} = \alpha_{soil} \frac{U_c^2}{\sqrt{gd_a}} \quad (8)$$

waarin:

α_{soil} empirische constante (m²/s)
 g zwaartekrachtsversnelling (m²/s)
 d_a 0,004 m

Herleiding van (6) en (8) geeft het volgende erosiemodel

$$y_m = -\frac{\sqrt{gd_a}}{\alpha_{soil}} \left(\frac{\alpha U_0}{U_c} - 1 \right)^2 t \quad (9)$$

Omdat E_{soil} een onbekende parameter is, wordt deze herschreven als

$$E = \frac{y_m}{t} \quad (10)$$

of met Partheniades (1965)

$$E = \frac{M_e(\tau_0 - \tau_c)}{\tau_c} \quad (11)$$

waarin:

E erosiegraad (m/s);
 M_e materiaalconstante (m/s);
 τ_0 gemiddelde bodemschuifspanning (N/m²);
 τ_c kritische gemiddelde bodemschuifspanning (N/m²).

Het combineren van vgl. (10) en (11) geeft

$$\frac{y_m}{t} = \frac{M_e(\tau_0 - \tau_c)}{\tau_c} \quad (12)$$

Aannemende dat

$$\tau_0 - \tau_c \therefore \alpha^2 U_0^2 - U_c^2 \therefore (\alpha U_0 - U_c)^2 \quad (13)$$

dan is vgl. (12) te schrijven als

$$y_m = \frac{(\alpha U_0 - U_c)^2 t}{E_{soil}} \quad \text{met} \quad E_{soil} = \alpha_{soil} \frac{U_c^2}{\sqrt{gd_a}} \quad (14)$$

Op basis van gootexperimenten (Verheij et al. 1995) is voor E_{soil} het volgende verband afgeleid

$$E_{soil} = 6,15 \cdot 10^4 \frac{U_c^2}{\sqrt{gd_a}}$$

waarin $d_a = 0,004$ m.

De cumulatieve erosie ten gevolge van golfoverslag op het binnentalud wordt gegeven door

$$y_m = \frac{\sum_{i=1}^n (0,7\alpha U_m - U_c)^2 t_m}{E_{soil}} \quad (15)$$

waarin:

- n aantal golven (-).
- U_m representatieve dieptegemiddelde snelheid bij golfoverslag (m/s);
- t_m representatieve duur van de golf (s).

3.3 Losscheuren

Praktijkproeven op zeedijken hebben laten zien dat erosie van de zode niet geleidelijk maar plotseling optreedt. Om het vermoeiingsgedrag van de zode te kunnen berekenen wordt bovengenoemd erosiemodel toegepast. Vermoeiing speelt een rol omdat onder invloed van stromend water de grassterkte in de tijd afneemt als gevolg van turbulente drukfluctuaties nabij de bodem. Het vermoeiingsmodel is gebaseerd op een tijdsafhankelijk erosiemodel en een sterktemodel voor de (gras)zode (Turfelement model). Het erosiemodel voorspelt de maximale ontgrondingsdiepte als functie van de tijd in een 3D stroming en is behandeld in paragraaf 3.2.

Het sterktemodel berust op een krachtenevenwicht waarin de opwaartse kracht (belasting) door turbulente bodemdrukfluctuaties wordt bepaald. De weerstandbiedende kracht (sterkte) ofwel de graskwaliteit wordt gedomineerd door de wortelintensiteit en de kritische trekspanning van wortels. Het sterktemodel berekent de kritische dieptegemiddelde snelheid van een zode en lijkt toepasbaar te zijn voor gras op het binnentalud van dijken waar overslaande golven als een kortdurende maar wel uniforme stroom worden beschouwd. Het sterktemodel resulteert in een kritieke stroomsnelheid en wordt later in deze paragraaf behandeld.

Het vermoeiingsmodel gaat uit van een initiële schade aan de zode die vooralsnog de afmetingen van een kubus met een zijde van 10 cm heeft. Indien de erosie meer dan 10 cm bedraagt, wordt aangenomen dat de zode lokaal faalt. In analogie van het CIRIA diagram (Hewlett, 1989) geeft het vermoeiingsmodel voor verschillende graskwaliteiten de afname van de sterkte als functie van de tijd. Met andere woorden de toelaatbare snelheid wordt kleiner, indien of de tijdsduur van een hoogwatergolf toeneemt of de graskwaliteit afneemt of een combinatie van deze gebeurtenissen optreedt. Het vermoeiingsmodel lijkt niet alleen voor toelaatbare snelheden toepasbaar te zijn, maar ook voor toelaatbare debieten en voor toelaatbare golfvolumes.

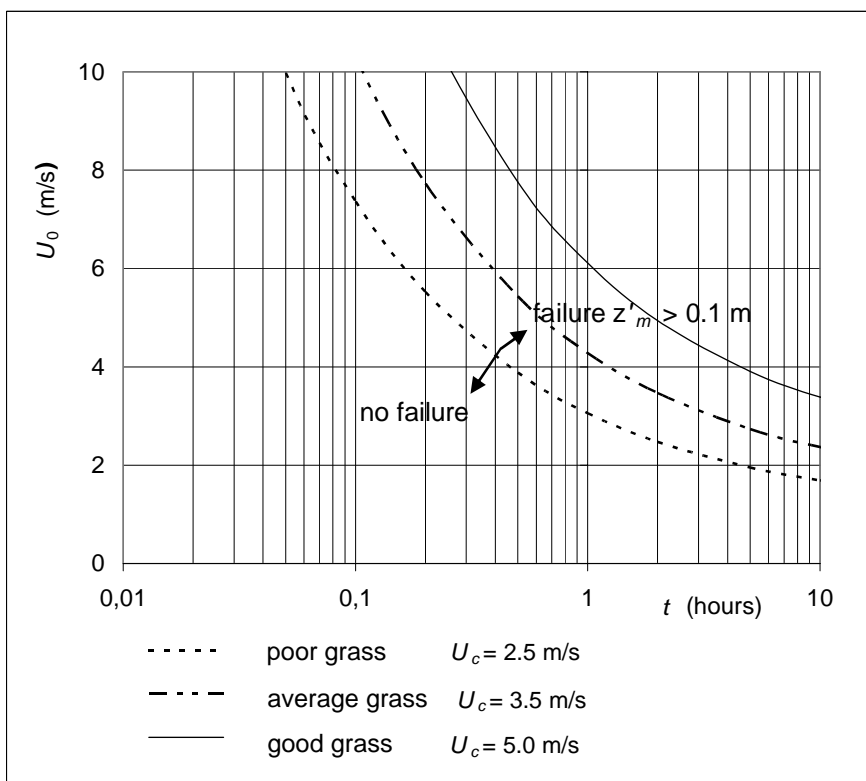
Vermoeiingsmodel

Er volgen hieronder drie uitwisselbare vermoeiingsmodellen van gras. Afhankelijk van een later te maken keuze voor de belasting grootte (kritieke snelheid, toelaatbaar overslagdebiet of toelaatbaar overslagvolume), zullen deze modellen worden gebruikt voor het toetsen van het mechanisme losscheuren.

Het vermoeiingsmodel kan eenvoudig worden afgeleid door herschrijven van de vgl.(6) en (8). Als verder wordt aangenomen dat de maximale erosiediepte gelijk is aan $y_m = -\lambda_{ref} = -0,1$ m (op een diepte van 0,1 m neemt de worteldichtheid significant af) dan resulteert op basis van toelaatbare snelheden met $r_0 = r_{0,c}$:

$$U_{0,c} = K_{v,u} U_c \quad \text{met} \quad K_{v,u} = \frac{1}{1,5 + 5r_{0,c}} \left(\sqrt{\frac{\alpha_{soil} \lambda_{ref}}{t \sqrt{gd_a}}} + 1 \right) \quad (16)$$

In Figuur 3.1 is de toelaatbare snelheid voor drie verschillende graskwaliteiten gegeven als functie van de tijd. Voor een gegeven kwaliteit graszode zijn alle parameters in vgl.(16) bekend. Bij aanname van een bepaalde turbulentie intensiteit $r_{0,c}$ kan dan de vermoeiingsfactor $K_{v,u}$ worden berekend. Bij een toenemende belastingduur t wordt deze factor kleiner, en daarmee ook de waarde van $U_{0,c}$ zoals uit de figuur blijkt. Hiermee wordt een resultaat verkregen vergelijkbaar met de CIRIA grafieken.



Figuur 3.1 Voorbeeld van vermoeiingsmodel op basis van toelaatbare snelheden

Het vermoeiingsmodel kan evenzo in termen van een toelaatbaar debiet worden uitgedrukt. Met

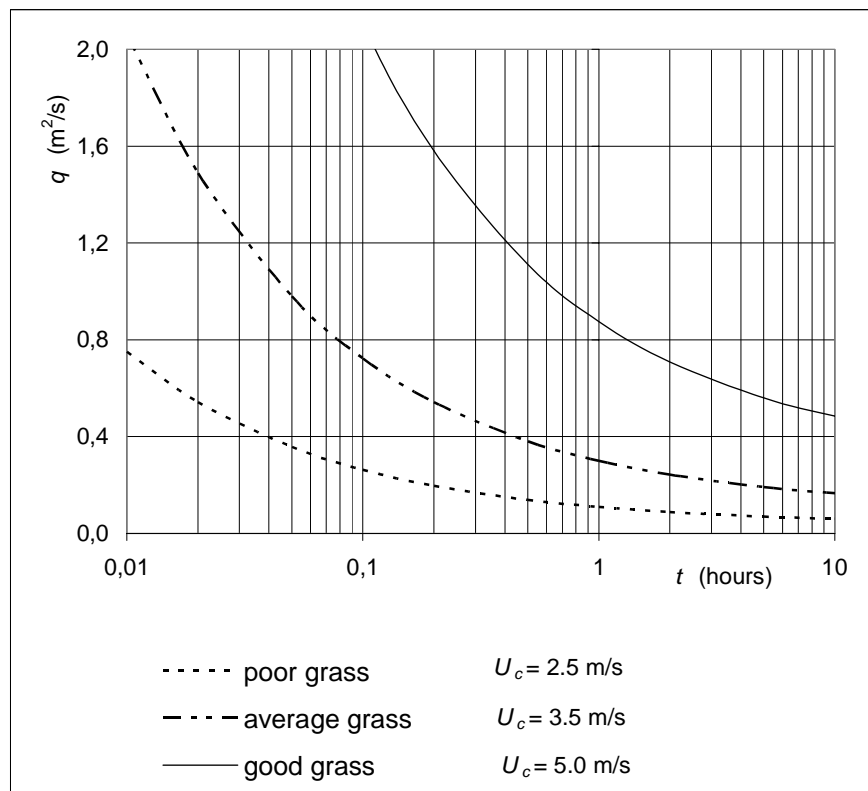
$$q_{0,c} = U_{0,c} h_c \quad (17)$$

en gebruikmakend van de vergelijking van Chézy [$U_c = C(h_c S_b)^{0,5}$] geeft dit

$$q_{0,c} = U_{0,c} \frac{U_c^2}{C^2 S_b} \quad (18)$$

Substitutie van $r_{0,c} = 1,2g^{0,5}/C$ in (18) geeft het vermoeiingsmodel op basis van een toelaatbaar debiet (Fig. 3.2):

$$q_{0,c} = K_{v,q} \frac{U_c^3}{g S_b} \quad \text{met} \quad K_{v,q} = 0,7 K_{v,u} r_{0,c}^2 \quad (19)$$



Figuur 3.2 Voorbeeld van vermoeiingsmodel op basis van toelaatbare debieten

Aansluitend wordt een vermoeiingsmodel op basis van een toelaatbaar golfvolume per strekkende meter afgeleid. Het golfvolume is te schematiseren als een blokvolume met een maximaal momentaan dieptegemiddelde snelheid

$$V = U_m h_m t_{eff} \quad (20)$$

Op basis van recente praktijkproeven varieert de effectieve tijd van 0,5 s (voor de kleinste golf van 50 liter) tot bijna 2 s voor de grootste golf van 5500 liter. Voor de grotere golven ligt t_{eff} in de range van 1,3 s tot 1,8 s, zie Tabel 3.1.

Het toelaatbare golfvolume is te schrijven als (Fig. 3.3 waarin $t_{eff} = 1,5$ s)

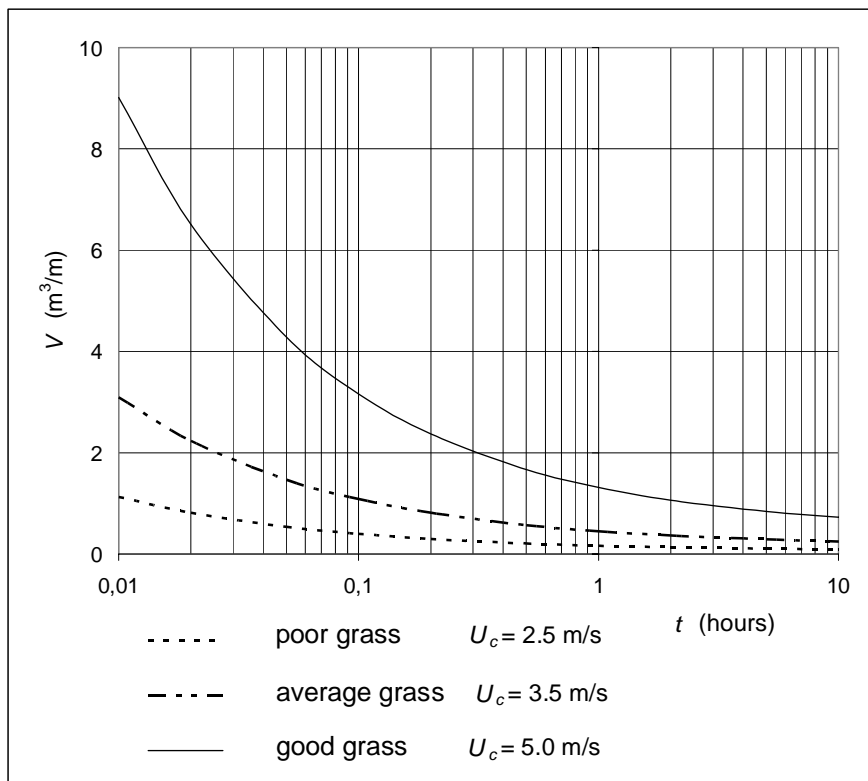
$$V_{0,c} = q_{0,c} t_{eff} \quad (21)$$

De drie vermoeiingsmodellen (vergelijkingen 16, 19 en 21) geven alle een kwalitatief beeld van de sterkteafname van gras. Optimalisatie van diverse parameters heeft nog niet plaatsgevonden en strekt tot aanbeveling. Dit betekent onder meer dat de uitgangspunten aangaande het vermoeiingsmodel vastgesteld moeten worden, bijvoorbeeld:

- Wat is de schade aan een zode? Is een referentiehoogte van $\lambda_{ref} = 10$ cm een acceptabele aanname?
- Wat is de definitie van *goed* gras, *matig* gras en *slecht* gras? Is U_c een goede maat om dit onderscheid te kunnen maken? Welke definities moeten worden overgenomen? CIRIA of VTV-2006? (er zijn verschillen tussen het CIRIA diagram en VTV-2006).
- Wordt vermoeiing door turbulentie bepaald? Zo ja, wat is dan een goede maat voor de turbulentie? ($r_{0,c} = 0,17$). Zo neen, wat zijn dan de bepalende parameters?
- Is het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse naar diverse sedimentvoorspellers wenselijk/vereist?

Wave volume (l/m)	U_m (m/s)	h_m (m)	S_b (-)	C ($m^{0.5}/s$)	r_0 (-)	t_{eff} (s)
50	2,80	0,04	0,36	23,3	0,161	0,45
150	3,02	0,10	0,36	15,9	0,236	0,50
175	3,04	0,10	0,36	16,0	0,235	0,58
375	3,55	0,12	0,36	17,1	0,220	0,88
400	3,63	0,13	0,36	16,8	0,224	0,85
700	4,06	0,15	0,36	17,5	0,215	1,15
750	4,16	0,16	0,36	17,3	0,217	1,13
1000	4,49	0,17	0,36	18,1	0,207	1,31
1500	5,17	0,20	0,36	19,3	0,195	1,45
2500	6,18	0,25	0,36	20,6	0,182	1,62
3500	6,96	0,30	0,36	21,2	0,177	1,68
4500	7,60	0,34	0,36	21,7	0,173	1,74
5500	8,15	0,37	0,36	22,3	0,168	1,82

Tabel 3.1 Golfkarakteristieken



Figuur 3.3 Voorbeeld van vermoeiingsmodel op basis van toelaatbare golfvolumes

Sterktemodel

Het Turfelement model beschrijft het lostrekken van de zode en is gebaseerd op een krachterevenwicht. De opwaartse- en neerwaartse krachten worden achtereenvolgens door bodemdrukken en wortels gedomineerd. De zode wordt pas losgetrokken, indien de belasting de kritische sterkte overschrijdt. Voorsnog wordt aangenomen dat de zode de afmetingen van een kubus heeft met een zijde van 0,1 m en geen beschadigingen kent. De worteldichtheid is isotroop en neemt met de diepte af. Op 0,1 m diepte is de worteldichtheid ten opzichte van het maaiveld te verwaarlozen. Deze aanname is zeer waarschijnlijk, omdat de worteldichtheid vanaf het maaiveld exponentieel met de diepte afneemt en op een diepte van 0,1 m nog ongeveer 20% van het aantal wortels telt.

Uitgangspunten van het Turfelement model zijn:

- 1) verticaal evenwicht wordt beschouwd;
- 2) druk- en trekkrachten worden achtereenvolgens door grond en wortels opgenomen;
- 3) zode heeft de afmetingen van een kubus met een zijde van $\ell_x = \ell_y = \ell_z = 0,1$ m;
- 4) zode kent geen beschadigingen (dus bevat geen scheuren);
- 5) worteldichtheid is isotroop en neemt met de diepte af;
- 6) worteldichtheid op 0,1 m diepte is ten opzichte van de worteldichtheid op het maaiveld verwaarloosbaar. Dit betekent dat de trekkrachten aan de onderkant van de kubus niet in de modellering zijn verdisconteerd.

In het navolgende wordt stap voor stap een resulterende formule afgeleid voor een kritieke stroomsnelheid waarbij losscheuren optreedt. De betreffende formule is vgl.(36) en deze formule zal uiteindelijk moeten worden gevalideerd met meetresultaten.

Eerst wordt de afzonderlijke krachten beschreven, waarna vervolgens in vgl.(26) het krachterevenwicht wordt opgesteld om daarna verder te werken met de schuifspanningen balans volgens vgl.(27). Na invoegen van een aantal karakteristieke waarden en enige vereenvoudigingen resulteert uiteindelijk vgl.(36).

Opgemerkt wordt dat de gebruikte symbolen samen zijn vermeld direct na vgl.(36).

Op de kubus werken een opwaartse en een neerwaartse kracht. De opwaartse kracht is:

$$F_p = \rho_m \ell_x \ell_y \quad \text{met} \quad \rho_m = \alpha_\tau \tau_0 \quad (22)$$

De neerwaartse kracht wordt bepaald door 1) het eigen gewicht, 2) wrijvingskrachten door klei en 3) wrijvingskrachten door gras

$$\text{ad 1)} \quad F_w = (1-n)(\rho_s - \rho)g \ell_x \ell_y \ell_z \quad (23)$$

$$\text{ad 2)} \quad F_c = (1-n)(2C_{\text{clay},c} \ell_x \ell_z + 2C_{\text{clay},c} \ell_y \ell_z) \quad (24)$$

$$\text{ad 3)} \quad F_g = (1-n)(2C_{\text{grass},c} \ell_x \ell_z + 2C_{\text{grass},c} \ell_y \ell_z) \quad (25)$$

De zode wordt uit de grond getrokken, indien de opwaartse kracht groter is dan de neerwaartse kracht. In formulevorm:

$$F_p \geq F_w + F_c + F_g \quad \text{of in spanningen} \quad (26)$$

$$\tau_0 \geq \tau_c = \alpha_\tau^{-1}(1-n)[(\rho_s - \rho)g \ell_z + 4C_{\text{clay},c} + 4C_{\text{grass},c}] \quad (27)$$

Indien de grond uit loskorrelig materiaal bestaat en $\ell_z = d$, dan geldt voor de kritische situatie:

$$\tau_0 = \tau_c = \alpha_\tau^{-1}(1-n)(\rho_s - \rho)gd \quad (28)$$

Voor een uniforme en turbulente stroming geeft toepassing van Shields:

$$\tau_0 = \tau_c = \Psi_c (\rho_s - \rho)gd \quad \text{dus} \quad \Psi_c = \alpha_\tau^{-1}(1-n) = \frac{1}{18}(1-0,4) = 0,033 \quad (29)$$

De afname van de grassterkte wordt door een exponentiële functie benaderd:

$$\sigma_{\text{grass},c}(y_m) = \sigma_{0,\text{grass},c} \exp\left(\frac{y_m}{\lambda_{\text{ref}}}\right) \quad (30)$$

De gemiddelde wrijvingsspanning door gras per zijvlak is:

$$C_{\text{grass},c} = \frac{\cos \theta}{\lambda_{\text{ref}}} \int_{-\lambda_{\text{ref}}}^0 \sigma_{\text{grass},c}(y_m) dy_m = \frac{\sigma_{0,\text{grass},c}}{\lambda_{\text{ref}}} \cos \theta \int_{-\lambda_{\text{ref}}}^0 \exp\left(\frac{y_m}{\lambda_{\text{ref}}}\right) dy_m = 0,6 \sigma_{0,\text{grass},c} \cos \theta \quad (31)$$

Aannemende dat $F_w \ll F_c \ll F_g$, dan reduceert (27) tot:

$$\tau_0 \geq \tau_c = \alpha_\tau^{-1}(1-n)4C_{\text{grass},c} = 2,4 \Psi_c \sigma_{0,\text{grass},c} \cos \theta \quad (32)$$

NB: (32) is niet bruikbaar voor $z > 0,1$ m omdat alleen wortels worden meegenomen.

De definitie van de gemiddelde bodemschuifspanning luidt:

$$\tau_c = \rho u_{r,c}^2 \quad (33)$$

Voor uniforme stromingen geldt:

$$u_{r,c} = U_c \frac{\sqrt{g}}{C} \quad (34)$$

De invloed van turbulentie wordt benaderd door:

$$r_0 = 1,2\sqrt{g} / C \quad (35)$$

Herleiding van (32) t/m (35) geeft voor het losscheuren van een zode:

$$U_c = r_{0,c}^{-1} \sqrt{3,4 \Psi_c \sigma_{0,grass,c} \cos \theta / \rho} \quad \text{met} \quad \sigma_{0,grass,c} = \sigma_{r,c} \left(\frac{A_r}{A} \right)_0 \quad (36)$$

De betekenis van de symbolen is als volgt:

A_r	(= $\text{No} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (d_r)^2$) worteloppervlak (m^2)
A	(= $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (d_{boor})^2$) standaardoppervlak volgens VTV-2006
C	Chezy coefficient ($\text{m}^{0,5}/\text{s}$)
d_a	(= 0,004 m) Mirtskhoulava korreldiameter
d_{boor}	(= 0,03 m) diameter grondboor voor grasonderzoek (VTV-2006)
d_r	(= 0,00011 m) worteldiameter
E_{soil}	erosieparameter (m/s)
g	(= 9,81 m/s^2) valversnelling
h_c	kritische waterdiepte (m)
h_m	waterdiepte behorend bij U_m (m)
$K_{v,u}$	vermoeingsfactor waarin tijd en turbulentie zijn verdisconteerd (-)
$K_{v,q}$	vermoeingsfactor waarin tijd en turbulentie zijn verdisconteerd (-)
No	aantal wortels per standaardoppervlak volgens VTV-2006 (-)
q	specifieke debiet (m^2/s)
$q_{0,c}$	toelaatbare specifieke debiet (m^2/s)
r_0	dieptegemiddelde relatieve turbulentie intensiteit (-)
$r_{0,c}$	(= 0,17) kritische dieptegemiddelde relatieve turbulentie intensiteit (-)
S	sedimenttransport (m^2/s)
S_b	talud van dijk
t	tijd (s)
t_{eff}	effectieve tijd (s)
t_1	karakteristieke tijd waarop $z'_m = -\lambda_{ref}$ (s)
U_c	kritische dieptegemiddelde snelheid (m/s)
U_m	maximaal momentaan dieptegemiddelde snelheid (m/s)
U_{max}	dieptegemiddelde snelheid inclusief turbulentie (m/s)
U_0	dieptegemiddelde snelheid (m/s)
$U_{0,c}$	toelaatbare dieptegemiddelde snelheid (m/s)
V	golfvolume (m^3/m)

V_s	afmetingen van ontgrondingskuil op $t = t_1$ (m^3/m)
$V_{0,c}$	toelaatbaar golfvolume (m^3/m)
y_m	maximale erosiediepte loodrecht op het talud (m)
α	(= $1,5 + 5r_0$) turbulentiecoëfficiënt
α_{soil}	(= 25000) constante (-)
λ_{ref}	(= 0,1 m) referentiehoogte (m)
γ_t	exponent (voor 2D geldt $\gamma_t = 0,4$ en voor 3D geldt $\gamma_t = 0,8$)
θ	(= 30°) hoek tussen wortel en verticaal
ρ	(= 1000 kg/m^3) dichtheid van het water (kg/m^3)
$\sigma_{r,c}$	(= $20 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$) kritische trekspanning van wortels (N/m^2)
$\sigma_{0, grass,c}$	kritische grassterkte nabij het maaiveld (N/m^2)
Ψ_c	kritische Shieldsparameter (-)

Toepassing sterktemodel (turfelementmodel)

De maatgevende golfcondities langs de Nederlandse kust variëren. Voor de golfverslagproeven is uitgegaan van de golfparameters: $H_s = 2$ m (significante golfhoogte) en $T_p = 5,7$ s (piek golfperiode). Elke praktijkproef startte met een golfverslagdebiet van $q = 0,1$ l/s per m gedurende een stormduur van 6 uur. Aansluitend werd het debiet stapsgewijs verhoogd (1, 10, 30, 50 en 75 l/s per m). Hoewel de maximale beproevingsperiode 36 uur bedroeg, zijn de testen beëindigd, indien de schade onverantwoord groot bleek te worden.

De graskwaliteit op de diverse locaties varieerde volgens het VTV-2006 van slecht tot goed gras. Figuur 3.4 geeft het verband tussen de maximale dieptegemiddelde snelheid en het golfvolume ofwel informatie over de belasting. Figuur 3.5 toont de berekeningsresultaten van het Turfelement ofwel additionele gegevens over de sterkte. De kritisch dieptegemiddelde snelheid varieert van 4,5 m/s (voor overgang van zeer slecht naar slecht gras) tot 8,0 m/s (voor overgang van matig tot goed gras) voor $\Psi_c = 0,04$. Deze marge geldt uitsluitend voor Nederlandse grassoorten waarvan het zandgehalte kleiner is dan 70%.

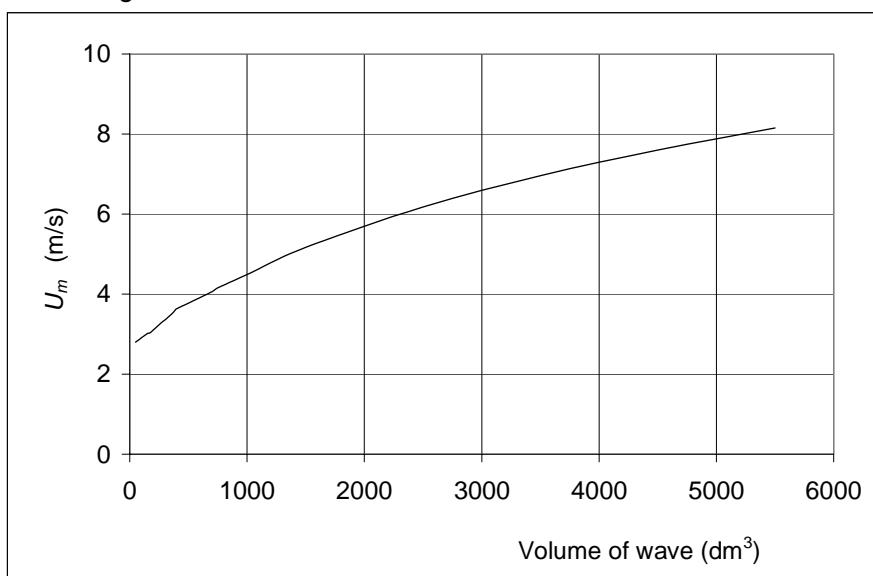
Het Turfelement model (vgl. 36) voorspelt de bandbreedte van de kritieke dieptegemiddelde snelheden voor de vier grassoorten uit het VTV-2006. Volgens Shields treedt het "begin van bewegen" op voor $0,03 < \Psi_c < 0,06$. Alle praktijkproeven vallen binnen deze range, zie Tabel 3.2.

Proefstrook golfverslag met bijzonderheden	Proefprogramma (gem. debiet in l/s per m)	Debiet	U_m (m/s)	Graskwaliteit VTV	U_c (m/s)	
					$\Psi_c = 0,03$	$\Psi_c = 0,06$
Delfzijl 1	0,1-1-10-20-30-50	geen schade	7	slecht	4,0	7,0
Boonweg 1	0,1-1-10-30-50-75	geen schade	8	goed	6,5	> 10
Boonweg 2	0,1-1-10-30-50-75	geen schade	8	goed	6,5	> 10
Boonweg 3 (opbolmechanisme)	0,1-1-10-30-50-75	75	8	goed	6,5	> 10
Boonweg 4 (opbolmechanisme)	0,1-1-10-30-50-75	50 ⁴⁾	7	goed	6,5	> 10
St. Philipsland	0,1-1-10-30-50-75	50	7	goed	6,5	> 10
Kattendijke 1	0,1-1-10-30-50-75 (75 slechts 1 sessie van 2 uur)	geen schade	8	goed	6,5	> 10
Afsluitdijk 1	1-10-30-50-75	50	7	matig	5,0	9,0

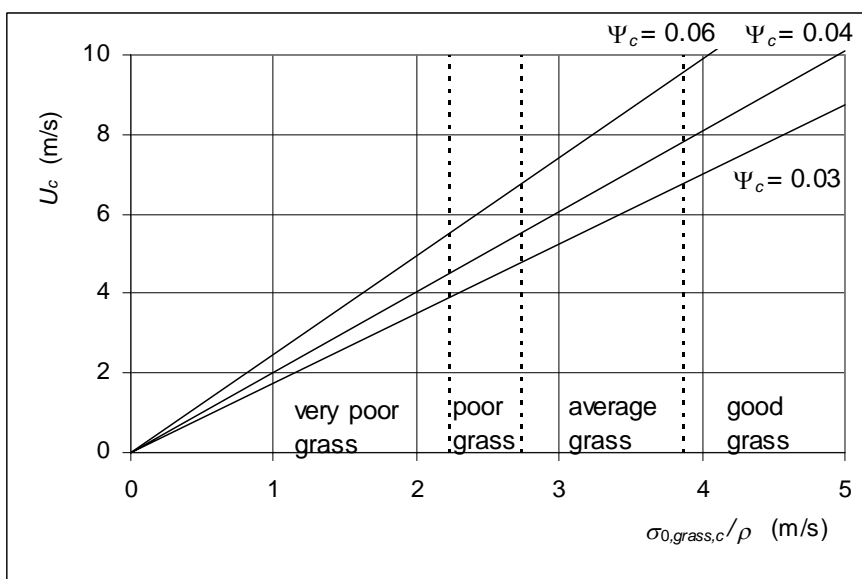
Tabel 3.2 Berekeningsresultaten/waarnemingen Praktijkproeven

Het Turfelement model bevat thans diverse parameters waarvan de spreiding onbekend is. Momenteel zijn met expert judgement waarden geschat voor de turbulentie-intensiteit ($r_0 = 0,17$), de hoek die de wortels met de vertikaal maken ($\theta = 30^\circ$), de referentiehoogte ($\lambda_{ref} = 0,1\text{m}$), de worteldiameter ($d_r = 0,11\text{ mm}$) en de kritische wortelspanning ($\sigma_{r,c} = 20 \cdot 10^6\text{ N/m}^2$). Bovendien is in de huidige modellering de invloed van klei verwaarloosd.

Aanbevolen wordt om een gevoeligheidsanalyse te verrichten naar 1) de invloed van klei op de grondsterkte en 2) de effecten van de spreiding op de parameters. Evenzo is het aanbevelingswaardig om op basis van het CIRIA diagram het eerder gepresenteerde vermoeiingsmodel te valideren.



Figuur 3.4 Verband tussen de maximaal dieptegemiddelde snelheid en het volume per golf



Figuur 3.5 Kritische dieptegemiddelde snelheid als functie van de grassterkte

3.4 Erosie oprit / teentalud

Benedenstreams van het binnentalud van de dijk nabij de teen en bij opritten ontstaat een ontgrondingskuil bij de overgang naar de horizontale berm. Er zijn twee modellen beschikbaar waarin de tijd geen rol speelt, modellen van Hoffmans en Stein, en een model waar bij de tijd wel een rol speelt, het model van Valk. Alle drie de modellen zullen worden besproken.

Bij de evaluatie van de resultaten van de metingen op de Vechtdijk is het nadrukkelijk de bedoeling alle drie de modellen te valideren. Op dit moment is niet duidelijk welk model de voorkeur heeft en de nieuwe proeven zullen hier duidelijkheid moeten verschaffen.

Model Hoffmans

Op basis van de Tweede Wet van Newton is door Hoffmans (2009) de grootte van de maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase voor niet cohesieve materialen afgeleid. Deze formule is aangepast voor cohesief materiaal en aanwezigheid van verhoogde treksterkte in de grond als gevolg van doorworteling. Dit is gedaan door U_c als grondsterkteparameter te introduceren en wel als volgt:

$$y_{m,e} + h_t = U_{DL} \sqrt{\sin(S) \frac{qU_m}{g}} \quad \text{met} \quad U_{DL} = \frac{23}{\left(U_c \left(\frac{\Delta}{\nu g} \right)^{1/3} \right)^{1/2}} \quad (37)$$

waarin:

- U_c kritieke maximale dieptegemiddelde snelheid (m/s);
- U_{DL} karakteristieke dimensieloze parameter voor grondsterkte (-);
- g gravitatieconstante (m/s²);
- h_t waterdiepte van overslaande stroming (m);
- U_m maximale dieptegemiddelde snelheid van overslaande stroming (m/s);
- q ($=h_t U_0$) instantaan overslagdebiet (m³/s/m);
- S helling van het binnentalud (-);
- $y_{m,e}$ maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase (m);
- Δ relatieve dichtheid (-);
- ν kinematische viscositeit (m²/s).

S is de scherpe hoek die het binnentalud van de dijk met de horizontaal maakt. Voor talud 1:3 geldt dus $S = \tan^{-1}(1/3) = 18,4^\circ$. Het overslagdebiet q kan worden bepaald met $q = h_t U_m$. Met bekende waarden van Δ , ν en g wordt op deze manier $y_{m,e}$ berekend. In de opgestelde uitdrukking van U_{DL} representeert de teller en de exponent $\frac{1}{2}$ in de noemer een kalibratie op grond van waargenomen erosiedieptes onderaan het talud bij de voorgaande overslagproeven.

De aanname wordt in dit model gedaan dat de maximale ontgrondingsdiepte (dat wil zeggen de diepte in de evenwichtsfase) wordt bereikt als gevolg van een gesimuleerde storm van circa zes uur. De veronderstelling is dat bovenstaande formule voor de uiteindelijke ontgrondingsdiepte geen slechte benadering biedt, omdat een relatief groot deel van de ontgroning kort na aanvang van erosie plaatsvindt.

Model Stein

Door Stein et al. (1993) is onderzoek gedaan naar erosie van een gat, waarin een laag water staat, door een schuin invallende waterstraal. Hun model wordt hier toegepast op de situatie

van erosie bij de teen van het binnentalud van een dijk. De voordelen van de formules van Stein et al. (1993) zijn dat deze gelden voor zowel niet-cohesief als cohesief materiaal en voorts dat deze ingaan op zowel de evenwichtsdiepte van de ontgrondingskuil als de voortgang van erosie in de tijd. Bovendien is hun analytische model getoetst aan verscheidene laboratoriumexperimenten. Het doel is om Stein's benadering te introduceren met een voorlopige evaluatie van de parameters. De notatie is zoveel mogelijk in overeenstemming met de overige erosieformules.

$$y_{m,e} = \frac{C_d^2 C_f \rho_w U_m^2 h_t}{\tau_c} \sin S \quad (38)$$

$y_{m,e}$	maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase (m);
C_d	diffusieconstante (-);
C_f	wrijvingsconstante (-);
ρ_w	soortelijk gewicht water (kg/m ³);
U_m	maximale dieptegemiddelde snelheid van overslaande stroming (m/s);
h_t	waterdiepte van overslaande stroming (m);
τ_c	kritische grondsterkte (N/m ²);
S	helling van het binnentalud (-).

De dikte van de waterstraal in de oorspronkelijke formule van Stein et al. (1993) is vervangen door h_t , de waterdiepte van de overslag. Voor C_d wordt op grond van Stein's experimenten een constante waarde voorgesteld van 2,6. Het is niet a priori te zeggen welke uitdrukking het meest geschikt is om de frictiefactor C_f mee te bepalen. Deze factor wordt in elk geval verondersteld af te hangen van q , de afvoer per m breedte (m³/s/m), en waterdiepte h . Verder kunnen voor U_m en h_t gemeten waarden worden ingevuld. Voor hoek S kan zonder verdere vereenvoudiging de taludhoek worden gebruikt; oorspronkelijk is dit gedefinieerd als de hoek tussen de straal en het horizontale maaiveld. De kritische grondsterkte τ_c wordt in dit analytische model constant verondersteld. In eerste instantie kan worden gewerkt met een sterkte waarde gemiddeld over de bovenste meter grond. Wellicht zou de formule aangepast kunnen worden om de variatie van de grondsterkte over de diepte in rekening te brengen; nabij het oppervlak is immers de doorworteling dominant, terwijl voor grotere dieptes juist de kleicohesie bepalend is voor de grondsterkte.

Voor de tijdsafhankelijke beschrijving van de voortschrijdende erosie ('rate of scour') worden door Stein et al. (1993) verschillende formules aangedragen. Deze hebben betrekking op opeenvolgende fasen van ontgroning. In een latere fase van modelontwikkeling kan getracht worden een rekenmodel op te zetten gebaseerd op Stein's tijdsafhankelijke formules, tevens rekening houdend met variatie van grondsterkte met de diepte.

Model Valk

Valk (2009) heeft in het kader van haar MSc studie aan de TU Delft recent ook een model vervaardigd voor erosie op de overgang van het binnentalud naar een horizontale berm. Het model is specifiek gericht op cohesieve grond met een grasbedekking en combineert enkele bestaande formuleringen om tot een uitdrukking te komen voor de ontgroning in de tijd. Als basis wordt slijterrosie aangenomen. Berekening geschiedt met een numeriek model waarin de eigenschappen van de grond op verschillende diepten in rekening worden gebracht. Als invoer voor het model wordt een (vrij te kiezen) overslagscenario gebruikt.

De toename van de maximale ontgrondingsdiepte y_m in de ontgrondingskuil bij de teen van het binnentalud voor een tijdstap Δt volgt uit:

$$\Delta y_m = \frac{\tau_0(z) - \tau_c(z)}{\rho_s (\nu g)^{1/3}} \Delta t = \frac{1}{\rho_s (\nu g)^{1/3}} \frac{1}{\tau_c(z)} \left(\frac{\tau_0(z)}{\tau_c(z)} - 1 \right) \Delta t \quad (39)$$

waarin:

Δy_m	toename van ontgroning in tijdstap Δt (m);
$\tau_0(z)$	diepte-afhankelijke gemiddelde bodemschuifspanning (N/m ²);
$\tau_c(z)$	diepteafhankelijke kritieke gemiddelde bodemschuifspanning (N/m ²);
ρ_s	dichtheid van grond (kg/m ³);
ν	kinematische viscositeit van water (m ² /s);
g	(= 9,81 m/s ²) gravitatieconstante (m/s ²);
z	verticale coördinaat (m).

De belastingterm $\tau_0(z)$ en sterketerm $\tau_c(z)$ worden als volgt berekend. De diepteafhankelijke belasting volgt met:

$$\tau_0(z) = \tau_0 e^{-wz} \quad \text{met} \quad \tau_0 = \rho_w C_f U_m^2 \quad (40)$$

waarin:

U_m	maximale dieptegemiddelde snelheid van overslag (m/s);
C_f	frictiefactor (-).

In vgl.(40) wordt een exponentiële afname verondersteld. Whittaker and Schleiss (1984) veronderstellen een afname met een wortelfunctie.

De kritieke sterkte van de grond wordt verondersteld te bestaan uit kleicohesie en grassterkte:

$$\tau_c(z) = C_{clay,c} + C_{grass,c} \quad (41)$$

$$\text{met } C_{clay,c} = \frac{\tau_{clay,c}(z)}{50} \quad \text{en} \quad C_{grass,c} = \sigma_{grass,c}(z) \cdot \cos \theta \quad (42)$$

en:

$$\tau_{clay,c}(z) = \max(\tau_{clay,0} + \alpha_{cs} z; \tau_{clay,lim}) \quad (43)$$

$$\sigma_{grass,c}(z) = \sigma_{0,grass,c} e^{-\beta z} \quad \text{met} \quad \sigma_{0,grass,c} = \sigma_{r,c} \left(\frac{A_r}{A} \right)_0 \quad (44)$$

waarin:

ρ_w	dichtheid van water (kg/m ³);
$C_{clay,c}$	kritieke scheursterkte van klei (N/m ²);
$C_{grass,c}$	kritieke grassterkte (verticale component) (N/m ²);
$\tau_{clay,c}$	diepteafhankelijke kritieke kleisterkte (N/m ²);
$\tau_{clay,0}$	kritieke kleisterkte aan het oppervlak (N/m ²);
α_{cs}	dieptecoëfficiënt voor kleisterkte (N/m ² /m);
$\sigma_{grass,c}$	diepteafhankelijke kritieke grassterkte (N/m ²);

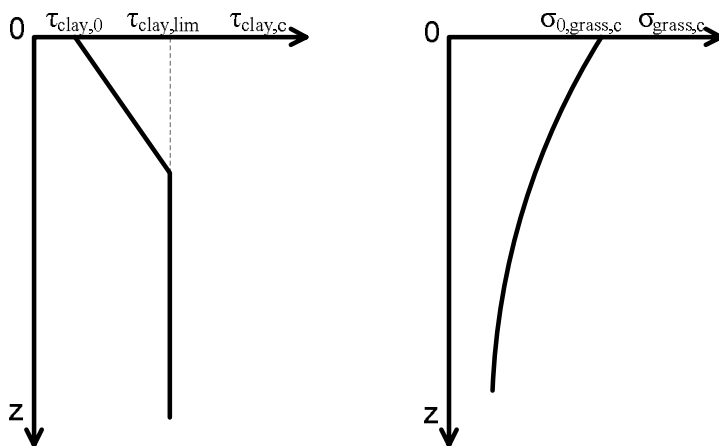
$\sigma_{0,grass,c}$	kritieke grassterkte aan het oppervlak (N/m^2);
$\sigma_{r,c}$	(= $20 \cdot 10^6 N/m^2$) kritieke wortelspanning (N/m^2);
A_r	totaal worteloppervlak (m^2);
A	grondoppervlak (m^2);
θ	hoek tussen wortel en verticaal.

Zoals gezegd wordt het verloop van de ontgrondingsdiepte in de tijd berekend. Dit kan relevant zijn bij een beperkte tijdsduur van de belasting in combinatie met cohesieve grond. Het oorspronkelijke model van Valk is op een aantal punten aangepast. De hier gebruikte uitdrukkingen zijn beter in lijn met de overige erosiemodellen. Een eerste kalibratie van dit model is reeds uitgevoerd, maar aanvullende meetdata van de ontgrondingsdiepte onderaan het talud zijn zeer waardevol voor verdere ontwikkeling.

In essentie bestaat de erosieformule van dit model uit de belasting die door het stromende water op de grond wordt uitgevoerd, dit is $\tau_o(z)$, in relatie tot de totale sterkte van de grond: $\tau_c(z)$. De formule voor de kritieke gemiddelde bodemschuifspanning $\tau_c(z)$ bevat twee termen. De eerste term vertegenwoordigt de kritische schuifsterkte van klei ten gevolge van cohesie en de tweede term is de kritische schuifsterkte van gras.

In de formule van $\tau_o(z)$ brengt de exponentiële term via dempingsfactor w de waterlaag die in de ontgrondingskuil ontstaat in rekening; deze heeft een reducerend effect op de belasting op het grondoppervlak. Volgens Valk (2009) is $w = 0,25$ een goede keuze. In de uitdrukking van τ_o moet C_f gezien worden als een term die een functie is van de hoek waaronder de waterstraal bij de teen het horizontale maaiveld raakt (deze hoek is gelijk aan de taludhoek) en van de turbulentie in de straal. Valk (2009) gebruikt in feite $C_f = 0,5 \cdot 0,016 = 0,008$ voor een taludhoek van 20° (helling 1:2,7), ingegeven door resultaten van Beltaos (1976). De Vechtdijk nabij Zwolle heeft een duidelijk flauwere taludhoek van circa 10° (helling 1:5,3). In lijn met Valk (2009) kan voor de Vechtdijk worden uitgegaan van $C_f = 0,006$. Verder is in de belastingterm het luchtgehalte van de overslag in dit model niet expliciet terug te vinden. Hoewel bekend is dat het percentage lucht in het luchtwatermengsel zeker niet gering is, moeten de metingen op de Vechtdijk meer duidelijkheid geven over de rol van het luchtgehalte in de bereikte snelheden in de overslagolf en voorts in de mate van ontgroning aan de teen van het talud.

Onderstaande grafieken schetsen –niet op schaal– het verloop van de kritieke kleicohesie (links) en de kritieke grassterkte (rechts) met de diepte. Dit ter toelichting op de reeds gegeven formules van respectievelijk $\tau_{clay,c}(z)$ en $\sigma_{grass,c}(z)$.



De kritieke grassterkte aan het oppervlak ($\sigma_{0,grass,c}$) wordt gevonden door het relatieve worteloppervlak (de zogenaamde 'root area ratio' ofwel *RAR*) nabij het maaiveld te vermenigvuldigen met de kritische treksterkte van de wortels $\sigma_{r,c}$. Voor $\sigma_{r,c}$ wordt dezelfde, constante waarde gebruikt als in Hoffmans et al. (2009). In praktijk volgen A_r en A uit grondmonsters. De snelle, exponentiële afname van de grassterkte met de diepte wordt in rekening gebracht via exponentfactor β , hetgeen een functie is van referentiehoogte λ_{ref} .

3.5 Erosie rond boom

Analogie met ontgrondingsformules

Er zijn diverse typen NWO's: bomen, dijkpalen, dijkhuisjes, etc. Voor dijkpalen en bomen ligt een analogie voor de hand met erosie door stroming rondom brugpijlers. In eenvoudige vorm worden de volgende formules gebruikt om de maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase te voorspellen:

$$\frac{y_{m,e}}{b} = 2,0 \quad \text{voor } b/h \ll 1 \quad (45)$$

of

$$\frac{y_{m,e}}{h} = 1,9 \quad \text{voor } b/h \cong 1 \quad (46)$$

waarin:

- $y_{m,e}$ maximale ontgrondingsdiepte (m)
- b breedte obstakel (m)
- h waterdiepte (m)

De formules zijn gebaseerd op onderzoek door Breusers (1966) voor niet cohesief materiaal waarbij onderscheid wordt gemaakt in slanke versus stompe constructies, en in situaties met bovenstroomse aanvoer van sediment (zogenaamd Clear Water Scour CWS) en zonder bovenstroomse aanvoer van sediment (zogenaamd Live Water Scour LWS). Recent zijn deze formules gemodificeerd.

Voor LWS ($U_0 > U_c$) en voor slanke constructies, indien $b/h \ll 1$, waarin b is de breedte van het obstakel en h is de waterdiepte geldt voor de maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase (Hoffmans en Verheij, 2008):

$$\frac{y_{m,e}}{b} = \frac{1,6\chi U_0^2 - 1,3U_c^2}{U_c^2} \quad \text{met} \quad \chi = 1,65(1 + 6,3r_0^2) \quad (47)$$

waarin:

- U_0 stroomsnelheid (m/s)
- U_c kritieke stroomsnelheid (m/s)
- r_0 dieptegemiddelde relatieve turbulentie intensiteit (-)

Voor CWS (Clear Water Scour) en voor stompe constructies, indien $b/h = O(1)$, geldt voor de maximale ontgrondingsdiepte (Hoffmans en Verheij 2008):

$$\frac{y_{m,e}}{h} = \frac{1,4\chi U_0^2 - U_c^2}{U_c^2} \quad (48)$$

Voor $U_0 = U_c$ en $r_0 = 0,2$ volgen dan weer (45) en (46).

Bij een boom is in geval van golfoverslag de boomediameter veel groter dan de waterdiepte. Er is dan eerder sprake van omstroming van een caisson. Formule 46 zal worden aangepast voor die situatie.

De formules zijn naar wordt verondersteld ook toepasbaar voor cohesief materiaal door de juiste waarde voor U_c in te vullen. Aanbevolen wordt wel om het tijdsaspect nader te onderzoeken, want de formule veronderstelt dat de belasting voldoende lang aanhoudt om de maximale ontgroning te bereiken. Bij golfoverslag kan dit een beperkende factor zijn. Overigens is het zo dat, bij voldoende lange duur, de uiteindelijke maximale ontgrondingsdieptes bij cohesief en niet cohesief materiaal gelijk zijn.

Benadering op basis van turfelement model

In stromend water genereert de turbulente bodemdrukfluctuatie zowel opwaartse als neerwaartse drukgradiënten op de grasbekleding. De maximaal opwaarts gerichte turbulente bodemdrukfluctuatie (p_m) vormt de maatgevende belasting. Voor uniforme stromingen, waarbij de veranderingen in de stromingsrichting te verwaarlozen zijn, geldt (Hoffmans et al. 2010):

$$p_m = 12,6\rho(r_0 U_0)^2 \quad (49)$$

waarin:

- p_m bodemdrukfluctuatie (N/m²)
- ρ dichtheid water (kg/m³)

De dieptegemiddelde snelheid is een functie van het golfvolume per eenheid van breedte en bereikt voor de grootst optredende golf van 5.500 l/s per m een maximale (dieptegemiddelde) waarde van $U_m = 8$ m/s. De steilheid van het talud, de ruwheid van de bodem en de vormgeving van de NWO's bepalen de grootte van r_0 .

Op en in dijken staan allerlei objecten die geometrisch gezien sterk uiteenlopen. Omdat het ondoenlijk is om voor elk type NWO de dimensies van de ontgrondingskuil te bepalen worden verschillende klassen gedefinieerd waarin het type NWO in een turbulentieklasse wordt ingeschaald. Voor hydraulische gladde condities zonder NWO's geldt $r_0 < 0,05$ en voor extreem hoge turbulentie met aanwezigheid van stompe NWO's geldt $r_0 > 0,4$ (zie Tabel 3.3).

Opgemerkt wordt dat rond obstakels ook hogere snelheden optreden dan de aanstroomsnelheid op enige afstand voor het obstakel. Bij ontgrondingen is het gebruikelijk uit te gaan van de ongestoorde snelheid.

Het eigen gewicht, en de klei- en graskwaliteit kenmerken de sterkte van de grasbekleding. De kritische scheursterkte van klei ($C_{clay,c}$), welke bepalend is voor de kleikwaliteit, is afhankelijk van verschillende parameters en wordt vooralsnog gerelateerd aan de cohesie (c) van grond (Hoffmans et al. 2010)

$$C_{clay,c} = c / 50 \quad (50)$$

De worteldichtheid, de kritische trekspanning ($t_{r,c}$) van de wortels en de gemiddelde worteldiameter (d_r) bepalen de kritische grassterkte ($\sigma_{grass,c}$) (Hoffmans et al. 2010)

$$\sigma_{grass,c} = t_{r,c} \frac{A_r}{A} \quad (51)$$

Voor Nederlandse omstandigheden ligt het aantal wortels in de range van 15.000 tot 60.000 wortels per m^2 . Uitgaande van $d_r = 0,11$ mm wordt een relatief worteloppervlak (A_r/A) gevonden van $0,02\% < A_r/A < 0,06\%$, zodat $3 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{grass,c} < 12 \text{ kN/m}^2$.

Type NWO	Omschrijving turbulentie	
Hydraulisch glad (zonder NWO)	Lage turbulentie	$r_0 \leq 0,05$
Hydraulisch ruw (zonder NWO)	Normale turbulentie	$0,05 < r_0 \leq 0,15$
Dijktaalud (zonder NWO)	Hoge turbulentie	$0,15 < r_0 \leq 0,25$
Dijktaalud met begroeiing, (lantaarn)palen, omheining	Zeer hoge turbulentie	$0,25 < r_0 \leq 0,4$
Dijktaalud met bebouwing, trappen	Extreem hoge turbulentie	$r_0 > 0,4$

Tabel 3.3 Indeling van NWO's in turbulentieclassen

Het Turfelement model is gebaseerd op een statisch krachteenwicht. De liftkracht (of de opwaartse kracht) wordt door turbulente drukfluctuaties nabij de bodem bepaald middels de parameters U_0 en r_0 , (zie vgl. 49). De sterkte (of de neerwaartse kracht) wordt door de eigenschappen van klei en gras bepaald en veelal door de wortels gedomineerd ($C_{clay,c} < \sigma_{grass,c}$). Indien de mate van schade door de kritische Shields parameter (Ψ_c) wordt weergegeven, dan is de kritische belasting ($r_{0,c}U_c$) (Hoffmans et al. 2010)

$$r_{0,c}U_c = 1,2\sqrt{\Psi_c} \sqrt{(C_{clay,c} + \sigma_{grass,c}) / \rho} \quad (52)$$

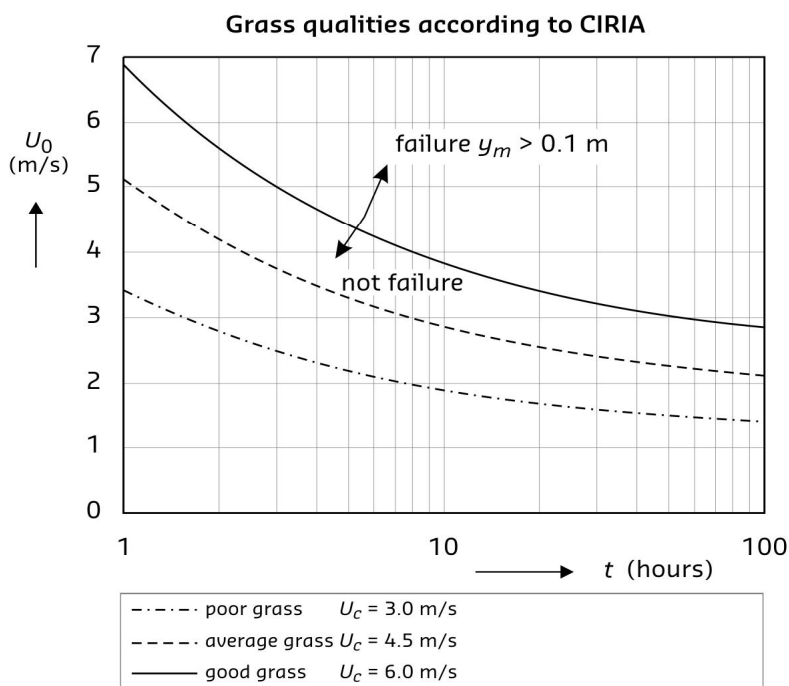
Eerder is het erosiemodel afgeleid voor de maximale lokale ontgroning (y_m) op het grastalud als functie van de tijd (t)

$$y_m = \frac{\sqrt{gd_a}}{\alpha_{soil}} \left(\frac{\alpha U_0 - U_c}{U_c} \right)^2 t \quad \text{met} \quad \alpha_{soil} = 25 \cdot 10^3 \quad (53)$$

In vgl. 53 vertegenwoordigt $\alpha (= 1,5 + 5r_0)$ een turbulentiecoëfficiënt, $g (= 9,81 \text{ m/s}^2)$ is de valversnelling en $d_a (= 0,004 \text{ m})$ is een karakteristieke korrel diameter.

Indien de erosie meer dan 10 cm bedraagt, wordt aangenomen dat de zode lokaal faalt. Deze aanname is zeer waarschijnlijk, omdat de worteldichtheid vanaf het maaiveld exponentieel met de diepte afneemt en op een diepte van 10 cm nog ongeveer 20% van het aantal wortels dichtbij het oppervlak telt. Figuur 3.7 toont drie krommes in analogie van het CIRIA onderzoek waarin de graskwaliteit varieert van een slechte tot een goede graskwaliteit.

Voor golfoverslag wordt elke golf als een uniforme stroming beschouwd. De maatgevende golfcondities langs de Nederlandse kust variëren. Voor het bepalen van het golfoverslagdebiet voor zeedijken wordt uitgegaan van de golfparameters: $H_s = 2 \text{ m}$ (significante golfhoogte) en $T_p = 5,7 \text{ s}$ (piek golfperiode) (Van der Meer et al. 2006) resulterend in de volgende hydraulische parameters voor een gemiddeld golfoverslagdebiet $q = 1 \text{ l/s}$ per m, zie Tabel 3.4.



Figuur 3.6 Toelaatbare (dieptegemiddelde) stroomsnelheid als functie van de tijd; berekeningsresultaten zijn met vgl. 5 met $r_0 = 0,2$ verkregen

aantal golven	l/m (per golf)	h (m)	U_m (m/s)	t_w (s)	S_b (-)	r_0 (-)
54	50	0,040	2,8	1,5	0,36	0,162
54	150	0,100	3,0	1,8	0,36	0,238
9	400	0,130	3,6	2,5	0,36	0,226
6	700	0,150	4,1	3,1	0,36	0,217
3	1000	0,170	4,5	3,5	0,36	0,209

r_0 is berekend met $r_0 = 1.2(ghS_b)^{0,5}/U_m$ waarin h (= waterdiepte) U_m , t_w en S_b (taludhelling) gemeten parameters zijn.

Tabel 3.4 Hydraulische parameters voor $q = 1 \text{ l/s}$ per m

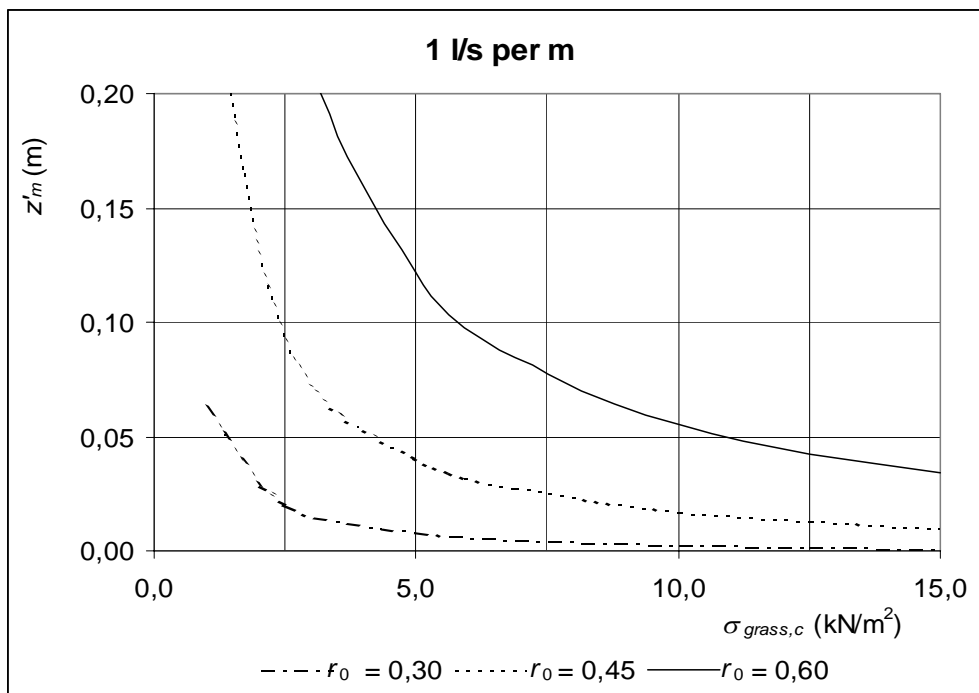
Een storm telt N_w (aantal) golven per storm, zodat het erosieproces voor golfoverslag als volgt kan worden beschreven:

$$y_m = \sum_{i=1}^{i=N_w} \frac{\sqrt{gd_a}}{\alpha_{soil}} \frac{(0,7\alpha U_m - U_c)^2}{U_c^2} t_w \quad (54)$$

waarin t_w is de totale tijdsduur van elke individuele golf op het binnentalud. Herleiding van vgl. 52 en 54 geeft ($C_{clay,c} = 0$)

$$y_m = \sum_{i=1}^{i=N_w} \frac{\sqrt{gd_a}}{\alpha_{soil}} \left(\frac{0,6\alpha r_0 U_m}{\sqrt{\Psi_c \sigma_{grass,c} l \rho}} - 1 \right)^2 t_w \quad (55)$$

Figuur 3.6 toont de berekeningsresultaten van vgl. 55 voor $q = 1$ l/s per m. Hieruit blijkt dat geen noemenswaardige erosie optreedt indien $\sigma_{grass,c} > 6$ kN/m² ofwel indien de zode minstens 25.000 wortels per m² op 10 cm onder het maaiveld telt. Omdat de zode in alle gevallen veel sterker is vooral aan het maaiveld, is het golfoverslagdebiet van $q = 1$ l/s per m een veilige bovengrensbepaling voor alle NWO's.



Figuur 3.7 Erosiediepte als functie van de graskwaliteit voor diverse waarden van r_0 berekeningsresultaten van vgl. 7, zie ook Tabellen 1 en 4.

4 Infiltratie

4.1 Inleiding

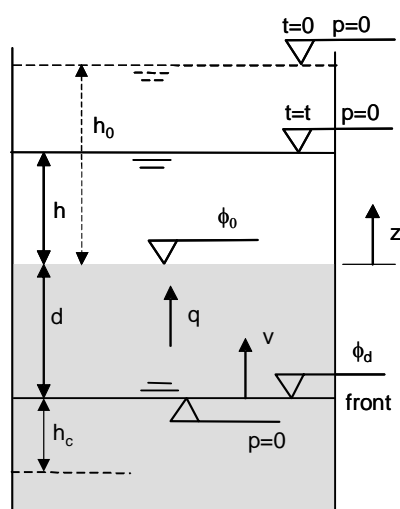
Dit hoofdstuk bevat twee aspecten over de modellering van infiltratie als gevolg van golfoverslag. Ten eerste komt een praktische interpretatie van veld infiltratieproeven aan bod, waarmee uit de infiltratiecapaciteit de verzadigde doorlatendheid kan worden berekend. Een tweede aspect dat bepalend is voor de hoeveelheid infiltratie is de tijd dat er wateraanbod aanwezig is op het talud. Voor willekeurige combinaties van golfhoogte en gemiddeld overslagdebiet wordt aangegeven hoe de wateraanbodtijd kan worden berekend.

4.2 Praktische interpretatie veldinfiltratieproeven

Voor het schatten van de doorlatendheid van de grond wordt gebruik gemaakt van infiltratieproeven in het veld. Veldproeven zijn hiervoor geschikt, omdat de doorlatendheidsproef wordt uitgevoerd op de grond in situ, met bodemstructuur. Indien monsters worden gestoken voor beproeving in het laboratorium, dan bestaat er het risico op verstoring van structuur van macroporiën, die juist bepalend is voor de doorlatendheid. Daarnaast hebben standaard boringen een te kleine diameter (60-66 mm) om de macrostructuren te bevatten. Uit eerdere vergelijkingen blijkt dat laboratoriumbepalingen van de doorlatendheid van cohesieve monsters bijna altijd leiden tot een grote onderschatting van de doorlatendheid.

Bij de modelontwikkeling ten behoeve van de Afsluitdijk is een formule gegeven voor de interpretatie van buis-infiltratieproeven (Deltares 2009). Deze blijkt bij toepassing op zand goed te functioneren, maar bevat een fout.

Onderstaand is de juiste afleiding gegeven (van Hoven 2010), met een kleine uitbreiding om het effect van capillaire werking te kunnen verdisconteren. In Figuur 4.1 staat de schematisatie van infiltratie na initieel aanbrengen van een waterlaag met dikte h_0 .



- p : druk (N/m^2)
- t : tijd (s)
- h : waterhoogte boven maaiveld (m)
- d : diepte infiltratiefront (m)
- h_c : aangenomen instantaan verzadigde zone als gevolg van capillaire effect (m)
- h_0 : waterhoogte boven maaiveld op $t=0$ s (m)
- q : specifiek debiet (m/s)
- ϕ_0 : potentiaal op $z=0$ (m)
- ϕ_d : potentiaal op $z=d$ (m)

Figuur 4.1 Schematisatie infiltratie in onverzadigde grond

Als gevolg van de zwaartekracht zakt het water vertikaal de grond in. Op het wateroppervlak en onder het infiltratiefront is de druk gelijk aan 0 kPa. De lucht in de poriën onder het infiltratiefront moet vrij kunnen ontsnappen. Het effect van capillaire werking is aangenomen als een instantane verzadigde zone met constante hoogte h_c (m). De potentiaal op het grondoppervlak ϕ_0 en ter plaatse van het front op diepte $z=-d$ ϕ_d zijn gelijk aan:

$$\phi_0 = z + \frac{P}{\gamma_w} = h \text{ en } \phi_d = z + \frac{P}{\gamma_w} = -d \quad (4.1)$$

Het verticale specifieke debiet q $m^3/s/m^2$ volgt uit de formule van Darcy:

$$q = -k \frac{\phi_0 - \phi_d}{d} = -k \frac{h + d}{d} \quad (4.2)$$

Waarin k (m/s) de doorlatendheid van het materiaal is.
Het volume water blijft gedurende de proef gelijk:

$$h_0 + nh_c = h + nd \quad (4.3)$$

Waarin n (-) de porositeit van de grond is.

De frontsnelheid v kan worden uitgedrukt als $v = \partial d / \partial t$. De frontsnelheid is gelijk aan de absolute snelheid van het poriënwater, in verticale richting, en is daarmee gelijk aan q/n . Substitutie van formule 4.2 en 4.3 geeft:

$$\partial t = \frac{-n \partial d}{q} = + \frac{n \partial d}{k \frac{h+d}{d}} = - \frac{\partial h}{k \frac{nh - h + h_0 + nh_c}{-h + h_0 + nh_c}} = - \frac{(h_0 + nh_c - h) \partial h}{k(h_0 + nh_c - (1-n)h)} \quad (4.4)$$

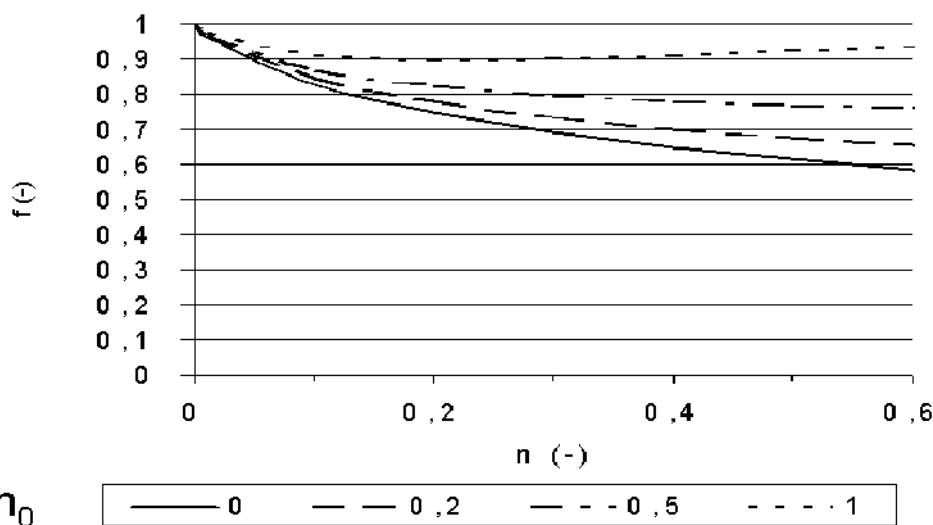
Integratie geeft voor de tijd t_0 waarin het water is geïnfiltreerd:

$$kt_0 = - \int_{h_0}^0 \frac{(h_0 + nh_c - h) \partial h}{h_0 + nh_c - (1-n)h} = \frac{(1 + n \frac{h_c}{h_0}) h_0}{1-n} \left(1 + \frac{n \ln(n)}{1-n}\right) \quad (4.5)$$

Dit geeft de volgende formule voor k :

$$k = f \frac{h_0}{t_0} \text{ waarin } f = \frac{1 + n \frac{h_c}{h_0}}{1-n} \left(1 + \frac{n \ln(n)}{1-n}\right) \quad (4.6)$$

In Figuur 4.2 is het effect van capillariteit en porositeit aangegeven.



Figuur 4.2 Effect van capillariteit h_c/h_0 en porositeit n op f

Voor een vrij grote range van h_c/h_0 en n is f ongeveer gelijk aan 0,8. Dit is een praktische waarde om aan te houden, indien er geen informatie is over n of h_c .

Verificatie laboratorium

De theorie is geverifieerd in het laboratorium met infiltratieproeven op zand, gebruikmakend van standaard doorlatendheid testmateriaal en $f=0,8$. Er zijn twee proeven gedaan op grof zand één op fijn zand. Voor elk van de zanden is een standaard doorlatendheidsproef gedaan (Tabel 4.1 - statisch) en een infiltratieproef zoals hierboven beschreven (Tabel 4.1 - dynamisch).

Test	Statisch		Dynamisch			Verschil
	k [m/s]	h_c [m]	h_0 [m]	t_0 [s]	k [m/s]	
Grof zand 1	0.002	0	0.10	59	0.0014	-30%
Grof zand 2	0.002	0	0.06	38	0.0013	-35%
Fijn zand	0.0005	0	0.05	108	0.00037	-26%

Tabel 4.1 Verificatie formule 4.6 in het laboratorium

De formule geeft een onderschatting van de doorlatendheid in de orde van 30%. Het meenemen van het capillaire effect geeft een verbetering van naar schatting circa 10% (niet gemeten). Een tweede oorzaak van de afwijking is dat er geen volledige verzadiging optrad. Het gevolg hiervan is dat slechts een deel van de grond meedoet bij de stroming, waardoor het lijkt alsof de grond minder doorlatend is.

Verificatie veldmetingen Boonweg

De formule is tevens toegepast op de bekleding van de Waddenzeedijk nabij de Boonweg. Op deze locatie zijn zowel veld infiltratiemetingen uitgevoerd (Tabel 4.2 - dynamisch) als grote diameter laboratoriumbepalingen (Tabel 4.2 - statisch). Vanwege de grote diameter monsters en de expertise waarmee de monsters zijn gestoken (in een inspectiesleuf) worden de resultaten van de laboratoriumbepalingen gezien als betrouwbaar. De veldinfiltratiemetingen zijn uitgevoerd met een vertikaal in de bekleding gedrukte buis (diameter 400 mm, wanddikte 3 mm) en met een dubbele ringinfiltrrometer.

Test	Statisch	Dynamisch				
	k [m/s]	h_c [m]	h_o [m]	t_o [s]	k [m/s]	verschil
Buis test 1	2.0x10 ⁻⁰⁵ (gemiddelde van 8 monsters)	0	0.26	7050	3.3x10 ⁻⁰⁵	+67%
Buis test 2		0	0.24	8148	2.7x10 ⁻⁰⁵	+33%
Buis test 3		0	0.19	8208	2.1x10 ⁻⁰⁵	+5%
Buis test 4		0	0.20	10824	1.7x10 ⁻⁰⁵	-16%
Buis test 5		0	0.26	10552	2.2x10 ⁻⁰⁵	+11%
Buis test 6		0	0.26	13346	1.8x10 ⁻⁰⁵	-12%
Dubbele ring 1		0	0.44	11700	3.4x10 ⁻⁰⁵	+69%
Dubbele ring 2		0	0.65	11700	5.0x10 ⁻⁰⁵	+148%

Tabel 4.2 Verificatie formule 4.6 in het veld (dynamisch) met laboratoriumonderzoek (statisch)

In de kolom 'statisch' is het gemiddelde gegeven van de laboratoriumtesten op monsters uit inspectiesleuven, omdat deze proeven niet direct waren te koppelen aan specifieke veldinfiltratietesten. De monsters zijn gestoken vanuit inspectiesleuven die in de buurt van de veldtesten zijn gegraven.

De dubbele ringinfiltrometertestresultaten wijken af van de buistestresultaten, wat kan worden verklaard door verschillende mogelijke oorzaken:

- Ten eerste zijn de dubbele ringinfiltrometertesten in een ander seizoen uitgevoerd dan de buistesten. De andere initiële vochtigheid van de bekleding kan het volume van de macroporiën beïnvloeden en daarmee de doorlatendheid. Ook het capillaire effect wordt beïnvloed door het initiële vochtgehalte, wat eveneens invloed heeft op de resultaten.
- Een tweede mogelijke oorzaak is het verschil in de testopstelling. Op een grasbekleding is het moeilijk om de dubbele ringinfiltrometer goed aan te laten sluiten op de grond. Het testapparaat leent zich er niet voor om hem met veel kracht in de grond te slaan of drukken. De werking van de secundaire ring, die ervoor moet zorgen dat infiltratie vanuit de centrale ring vertikaal gaat, is dan kritisch. Lekkage tussen centrale ring en secundaire ring en vanuit de secundaire ring naar buiten gaat makkelijk indien de ringen niet tot voldoende diep in de grond wordt gedrukt. Lekkage onder de ringen zou bijdragen aan de waargenomen overschatting van de doorlatendheid.

Buis test 1 wijkt het meeste af van de overige resultaten (overschatting van 67%). Het is niet gelukt om de oorzaak hiervan achteraf te bepalen. Een mogelijke oorzaak is heterogeniteit in de ondergrond.

Overigens is de overeenkomst tussen de buisfiltratietesten en het laboratoriumonderzoek (orde 20% met een uitschieter naar 67%) verrassend goed en zeker acceptabel in vergelijking met gebruikelijke variaties bij doorlatendheidsproeven.

De eerdere vrees dat door het wegdrücken van de buis er opspanning van de grond zou plaatsvinden en daarmee een afname van de doorlatendheid is niet waar gebleken, zo blijkt uit de testresultaten.

De testmethode van de buisfiltratieproef in combinatie met de bovenstaande formule lijkt goed bruikbaar in de praktijk. Aanbevolen wordt om deze methode voort te zetten en wederom een verificatie uit te voeren met laboratoriumonderzoek.

4.3 Tijd wateraanbod voor infiltratie bij golfoverslag

Voor het mechanisme afschuiven van de bekleding is het belangrijk om te weten hoeveel water er in de dijk infiltreert tijdens golfoverslag. Dit bepaalt hoe de waterdruk in, en onder, de bekleding zich kan opbouwen. Deze toename van de waterdruk is verantwoordelijk voor eventueel stabiliteitsverlies van de bekleding. Ook voor de mechanismen micro-instabiliteit en macrostabiliteit is het van belang om te weten in hoeverre de dijk verzadigd raakt tijdens golfoverslag.

Infiltratie treedt alleen op indien er op het talud een laagje water aanwezig is. Bij overloop, een buitenwaterstand boven de kruin, is er al snel een debiet dat groter is dan de infiltratiecapaciteit van het talud. De wateraanbodtijd bij overloop is 100% van de tijd dat er water over de dijk loopt.

Bij golfoverslag kan de tijd van wateraanbod kleiner zijn dan 100%. Er is alleen een waterlaagje aanwezig als er net een golf over de dijk slaat. Eén golf kan gedurende enkele tientallen seconden een waterlaagje op het talud geven, daarna valt het talud weer droog. Uit waarnemingen op de Boonweg en de Afsluitdijk blijkt dat een overslaande golf circa 20-40 seconden een waterlaagje geeft. Het is echter moeilijk om dit precies te bepalen, omdat het waterlaagje zich terugtrekt tussen de grasplantjes en kluiten. De stroomsnelheid is dan nog maar in de orde van centimeters per seconde.

De aanbodtijd van water is hoofdzakelijk afhankelijk van de duur tussen opeenvolgende overslagvolumes, die weer afhankelijk is van het gemiddelde overslagdebiet, de golfhoogte, periode en brekerparameter. In de vorige modelontwikkeling (Fase 3A Modelontwikkeling Afsluitdijk) is voor de stuurlijsten van de golfoverslagsimulator al een berekening gemaakt van het aanbod van water op het talud. De stuurlijsten zijn echter voor wat betreft dit aspect niet realistisch, omdat een groot golfoverslagvolume altijd vooraf wordt gegaan door een lange periode waarin het talud droog valt. De simulator moet immers worden gevuld met het constant ingestelde debiet. Met de navolgende formules wordt de berekening van de aanbodtijd van water op het talud veralgemeniseerd tot elk willekeurig overslagdebiet en golfregime.

De aanbodtijd van water op het talud kan worden berekend met behulp van de formules uit het Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken (TRGGD). Met de formules kan het aantal overslagvolumes gedurende een storm (N_{ov}) worden berekend.

Aantal golven in storm

N

$$N = \frac{\text{Stormduur}}{T_m}$$

Aantal overslaande golven N_{ov}

$$N_{ov} = P_{ov} \cdot N$$

$$P_{ov} = \exp\left(-\left[\sqrt{\ln(0,02)} \frac{h_k}{z_{2\%}}\right]^2\right)$$

$$z_{2\%} = \min\left(H_{m0} \cdot 1,75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_0; H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4,3 - \frac{1,6}{\sqrt{\xi_0}}\right)\right)$$

$$\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_0}}$$

$$s_0 = \frac{2\pi H_{m0}}{g T_{m-1,0}^2}$$

Waarin:

T_m	Gemiddelde periode (s) met $T_m \approx T_p/1,15$ volgens de Leidraad rivierdijken.
P_{ov}	Kans op overslag gegeven een golf die aankomt bij de dijk, berekend met formule 30 uit TRGGD
h_k	Kruinhoogte ten opzichte van de waterstand (m)
$Z_{2\%}$	Niveau waarbij 2% van de aankomende golven overslaat, berekend met formule 3 uit TRGGD (m)
H_{m0}	Significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)
$T_{m-1,0}$	Spectrale golfperiode m_{-1}/m_0 met $T_p = 1,1 \cdot T_{m-1,0}$ voor enkeltoppig spectrum op niet al te ondiep water
ξ_0	Brekerparameter (-)
$\tan \alpha$	Tangens van de taludhelling (-)
s_0	Golfsteilheid (-)

De relatie tussen het gemiddelde overslagdebiet q (m^3/s per 'm) en de kruinhoogte h_k wordt gegeven in formules 22 en 23 van het TRGGD.

Indien de tijd tussen opvolgende overslaggebeurtenissen meer wordt dan de tijd dat een overslaggebeurtenis wateraanbod geeft (20 tot 40 s), dan wordt de tijd dat er wateraanbod aanwezig is op het talud minder dan de stormduur. De verdeling van de overslaggebeurtenissen in een storm is dus van belang.

Een bovengrens van de tijd dat het talud nat is wordt gegeven door het aantal overslaggebeurtenissen in een storm keer de tijd van wateraanbod bij een overslaggebeurtenis. Dit wil zeggen dat telkens als het talud net droog dreigt te vallen er weer een volgend overslagvolume langskomt.

Een theoretische ondergrens, die minder van belang is, wordt gevonden door het aantal overslaande golven in een storm te vermenigvuldigen met de gemiddelde golfperiode. In dit geval zijn de overslaggebeurtenissen in een storm opvolgend gegroepeerd.

De werkelijke tijd dat het talud nat is kan worden bepaald door een Monte Carlo-simulatie.

Voor het golfregime dat tot dusver werd gebruikt bij de golfoverslagproeven, en een tijd van 27 s (6 keer T_m) wateraanbod per overslagvolume, leidt dit tot het volgende:

Buitentalud 1: ..	4
H_s	2 m
T_p	5,72 s
Stormduur	21.600 s (6 uur)
H_{m0}	2 m
$T_{m-1,0}$	5,2 s
T_m	4,5 s
$S_{0,Tm-1,0}$	0,047
Brekerparam.	1,15 (-)
$Z_{2\%}$ - formule 3 TRGGD	4,02 m tov waterstand
Aantal golven in storm	4777

q (l/s per m)	h_k (m) Form. 22 en 23 TRGGD	P_{ov} (-) Form. 30 TRGGD	Aantal overslaande golven N_{ov}	Bovengrens talud nat (%)	Monte Carlo simulatie tijd talud nat (%)
0,1	5,09	0,001908	9	1,3%	1,2%
1	3,86	0,027347	131	18%	18%
5	3,00	0,113834	544	76%	57%
10	2,63	0,188421	900	100%	77%
30	2,04	0,365554	1746	100%	96%
50	1,77	0,470017	2245	100%	99%
75	1,55	0,559259	2672	100%	100%

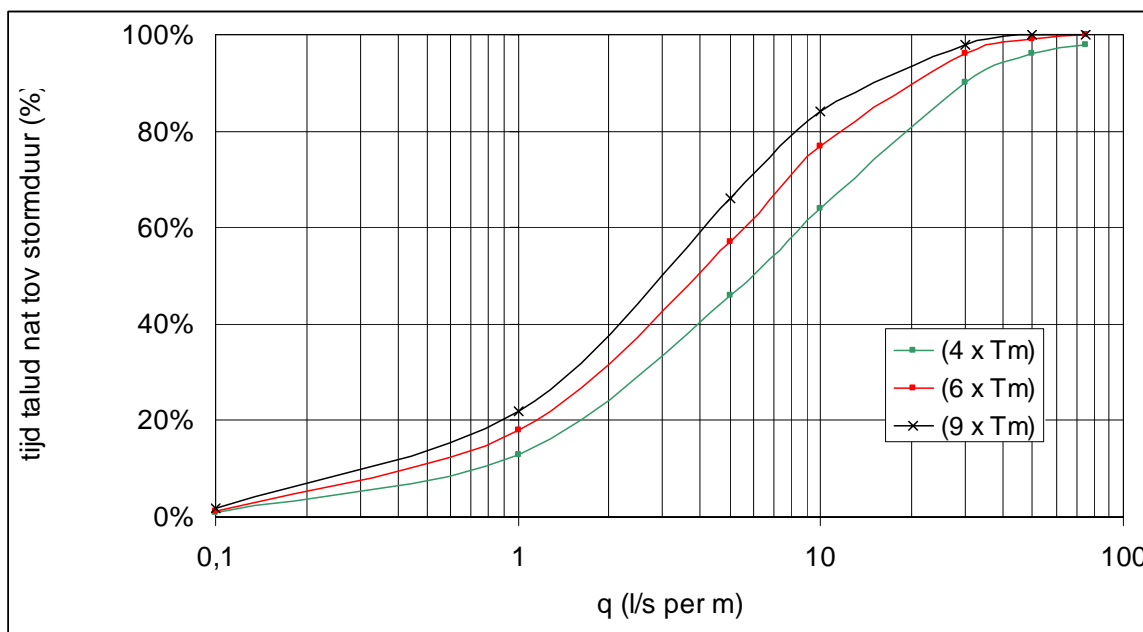
Voor de Monte Carlo-simulatie is gebruik gemaakt van 50.000 trekkingen met de RAND() functie in Microsoft Excel. Er is voor een reeks van 50.000 golven gekeken wanneer een golf met een kans P_{ov} als resultaat 'overslag' had. Dit geeft een verdeling van de overslaggebeurtenissen tijdens de stormduur. Daarna is voor elke opvolgende golf gekeken of minimaal één van de 6 voorgaande golven als resultaat 'overslag' had. Als dat het geval was, dan was het talud nat. Indien niet, dan was het talud droog.

Volgens de bovengrensbenadering is het talud, gegeven de verschillende uitgangspunten, 100% van de tijd nat vanaf 10 l/s per m. De nauwkeuriger schatting met behulp van de Monte Carlo simulatie geeft, nagenoeg, 100% van de tijd nat bij 30 l/s per m.

De uitkomsten zijn gevoelig voor de tijd dat een overslaande golf een wateraanbod geeft. In de bovenstaande analyse is uitgegaan van 27 seconden. Uit de waarnemingen blijkt dat dit echter tussen de 20 en 40 s per golf kan zijn. De gevoeligheid hiervoor komt tot uitdrukking in de onderstaande tabel.

Aanbodtijd water per overslaande golf ->		18 s (4 x T _m)	27 s (6 x T _m)	40,5 s (9 x T _m)
q (l/s per m)	Aantal overslaande golven N _{ov}	Monte Carlo simulatie tijd talud nat (%)	Monte Carlo simulatie tijd talud nat (%)	Monte Carlo simulatie tijd talud nat (%)
0,1	9	1,0%	1,2%	1,8%
1	131	13%	18%	22%
5	544	46%	57%	66%
10	900	64%	77%	84%
30	1746	90%	96%	98%
50	2245	96%	99%	100%
75	2672	98%	100%	100%

Tabel 4.3 Gevoeligheid tijd dat het talud nat is gedurende een storm voor de tijd dat het talud nat is als gevolg van een overslagvolume.



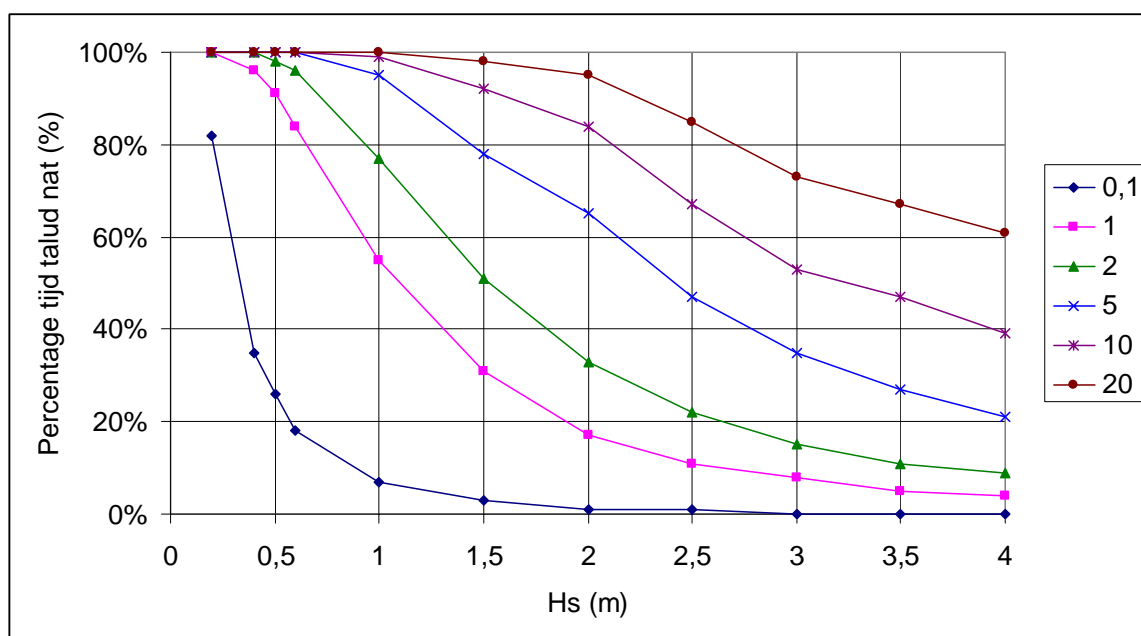
Figuur 4.3 Gevoeligheid tijd dat het talud nat is gedurende een storm voor de tijd dat het talud nat is als gevolg van een overslagvolume (4, 6 en 9 keer T_m, in dit geval 18, 27 en 40,5 s)

Bijvoorbeeld, bij een golfoverslagdebiet van 5 l/s per m zal bij de bovengenoemde hydraulische omstandigheden (H_s= 2m et cetera) het talud tussen 45 en 65% van de stormduur nat zijn. Voor een stormduur van 6 uur betekent dit een infiltratietijd van 2,7 – 3,9 uur. Dit betekent dat een dijk met een doorlatendheid in de orde van $3 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s per m}^2$ gedurende een storm 0,29 – 0,42 m³ per m² infiltratie krijgt te verwerken. Bij een effectieve porositeit van circa 0,3 is dit een stijging van het freatisch vlak van 1 - 1,4 m.

De invloed van de golfhoogte op de tijd dat infiltratie kan optreden staat weergegeven in de onderstaande tabel en grafiek. Er is uitgegaan van een golfsteilheid, berekend met T_{m-1,0} van 0,045 (-).

H _s (m)	q (l/m per s)					
	0,1	1	2	5	10	20
0,2	82%	100%	100%	100%	100%	100%
0,4	35%	96%	100%	100%	100%	100%
0,5	26%	91%	98%	100%	100%	100%
0,6	18%	84%	96%	100%	100%	100%
1	7%	55%	77%	95%	99%	100%
1,5	3%	31%	51%	78%	92%	98%
2	1%	17%	33%	65%	84%	95%
2,5	1%	11%	22%	47%	67%	85%
3	0%	8%	15%	35%	53%	73%
3,5	0%	5%	11%	27%	47%	67%
4	0%	4%	9%	21%	39%	61%

Tabel 4.4 Tijd dat het talud nat is gedurende een storm (%) voor verschillende golfhoogtes H_s (m) en verschillende overslagdebieten q (l/s per m)



Figuur 4.4 Tijd dat het talud nat is gedurende een storm (%) voor verschillende golfhoogtes H_s (m) bij een golfsteilheid van 0,045 berekend met $T_{m-1,0}$ en verschillende overslagdebieten q (0,1 – 20 l/s per m)

De tijd dat een talud nat is ten opzichte van de stormduur is zeer afhankelijk van het golfregime waarmee een bepaald gemiddeld overslagdebiet wordt gerealiseerd.

Momenteel wordt aangehouden dat bij een overslagdebiet van 0,1 l/s per m geen noemenswaardige volumes over de dijk stromen die de bekleding kunnen verzadigen. Dit blijkt echter niet uit de bovenstaande analyse voor een lage golfhoogte, zoals in het rivierengebied kan optreden. In het rivierengebied, bij een golfhoogte van circa 0,5 m zal gedurende circa 25% van de stormduur infiltratie optreden. Bij een stormduur van 12 uur is dit 3 uur. Dat is voldoende om een kleibekleding op een kleidijk te verzadigen. Voor een overslagdebiet van 1 l/s per 'm, dat ook wel eens als grens wordt aangehouden bij het ontwerp van de kruinhoogte, is bij een golfhoogte van 0,5 m het talud al circa 90% van de tijd

nat. Bij een stormduur van 12 uur is dit ruim voldoende om de bekleding te verzadigen en een substantiële hoeveelheid infiltratie in de kern van de dijk te krijgen.

Anderzijds geldt voor zee-, meer- en estuariumdijken, waarbij de golven en de waterstand afhankelijk zijn van de storm, dat bij zelfs wat hogere overslagdebieten er slechts gedurende beperkte tijd sprake is van een nat talud. Overigens is dit niet alleen toe te schrijven aan het relatief geringe aantal golven dat over de kruin slaat, maar ook aan de beperkte duur dat zowel waterstand als golfhoogte maximaal zijn en dus het ontwerp- of toetsdebiet genereren.

5 Micro-instabiliteit

Micro-instabiliteit is een mechanisme dat wordt veroorzaakt door een hoog freatisch vlak in de dijk. De ligging van het freatisch vlak in de dijk kan hoger worden door indringing van een hoge buitenwaterstand, bij gebrek aan een slecht doorlatende kern of buitenbekleding, en door infiltratie van water op het buitentalud, de kruin en het binnentalud indien er sprake is van golfoverslag of overloop. Gevaar voor micro-instabiliteit ontstaat op het moment dat er een sijpeloppervlak op het binnentalud komt te liggen. Micro-instabiliteit kan optreden bij zandtaluds, maar ook bij zanddijken met een kleibekleding. In het navolgende worden alleen zandtaluds beschouwd, omdat de Vechtdijk uit zand bestaat. Verder werden kleibekledingen eerder behandeld (bv Fase 2A Modelontwikkeling Boonweg).

Het mechanisme kan worden beoordeeld met behulp van formules uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), zie paragraaf 5.1. In het kader van het Delft Cluster project Veiligheid tegen overstromen zijn de formules verder ontwikkeld naar aanleiding van schaal en centrifugeproeven (paragraaf 5.2). Deze laatste ontwikkelingen staan nog niet in de huidige leidraden.

5.1 Formules micro-instabiliteit Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies

De golfoverslagproef op de Vechtdijk is bijzonder, omdat de dijk volledig uit zand bestaat. Dit betekent dat de dijk gevoelig kan zijn voor micro-instabiliteit. Micro-instabiliteit kan ontstaan in loskorrelige materialen, zoals zand, waarbij op het talud een sijpeloppervlak ontstaat. Het sijpeloppervlak kan worden veroorzaakt door infiltratie van golfoverslag of overloop en door het indringen van een verhoogde buitenwaterstand in de kern van de dijk. Het verhang in de richting van het talud of het talud uit zorgt voor een aandrijvende kracht die de korrels op het taludoppervlak instabiel kan maken.

Het mechanisme wordt momenteel gecontroleerd met de volgende formules uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG). Dit betreft dus geen ontwikkeling van deze modellen, maar de bestaande kennis op dit gebied. De Vechtdijk is dan ook de eerste zanddijk die we in de serie golfoverslagproeven beproeven.

Het TRWG maakt onderscheid tussen twee mechanismen, namelijk het uitspoelen van korrels en het afschuiven van een laagje korrels.

Voor het **uitspoelen** van zand geldt de formule:

$$\tan \alpha \leq \sqrt{\frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,p}}} \quad (5.1)$$

Waarin:

$\tan \alpha$	tangens van de taludhelling (-)
ρ_g	soortelijke massa van de verzadigde grond (kg/m^3)
ρ_w	soortelijke massa van het water (kg/m^3)
γ_n	schadefactor (-)
γ_d	modelfactor (-) (aanbevolen door TRWG om voor $\gamma_d^* \gamma_n$ de waarde 2 aan te houden)
$\gamma_{m,p}$	materiaalfactor op de soortelijke massa (aanbevolen door TRWG =1)

In deze formule wordt het loodrechte evenwicht van de korrels op het taludoppervlak beschouwd bij een grondwaterstroming horizontaal het talud uit.

Voor het **afschuiven** van een laag korrels geldt de formule:

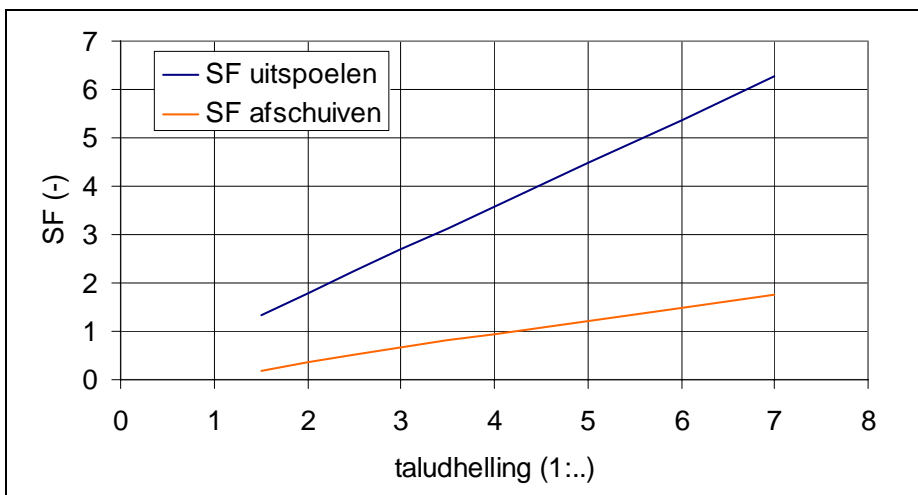
$$\tan \varphi \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\varphi} \cdot \rho_g \cdot g \cdot \sin \alpha}{\rho_g \cdot g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w \cdot g}{\cos \alpha}} \quad (5.2)$$

Waarin:

- tan φ tangens van de hoek van inwendige wrijving (-)
- α taludhelling (°)
- ρ_g soortelijke massa van de verzadigde grond (kg/m³)
- ρ_w soortelijke massa van het water (kg/m³)
- g zwaartekrachtversnelling (m/s²)
- γ_n schadefactor (aanbevolen door TRWG =1,1)
- γ_d modelfactor (aanbevolen door TRWG =1,1)
(aanbevolen door TRWG om voor γ_d* γ_n de waarde 2 aan te houden)
- γ_{m,φ} materiaalfactor op de hoek van inwendige wrijving (aanbevolen door TRWG =1,1)

In deze formule wordt het parallelle evenwicht van de korrels langs het taludoppervlak beschouwd bij een grondwaterstroming horizontaal het talud uit.

De resultaten van de formules zijn uitgezet in de onderstaande grafiek (Figuur 5.1). Hierbij is voor alle partiële factoren 1 aangehouden. Verder is uitgegaan van de volgende, in de praktijk gangbaar zijnde parameters: zand met een hoek van inwendige wrijving van 30° en een soortelijke massa van 1800 kg/m³. Water met een soortelijke massa van 1000 kg/m³.

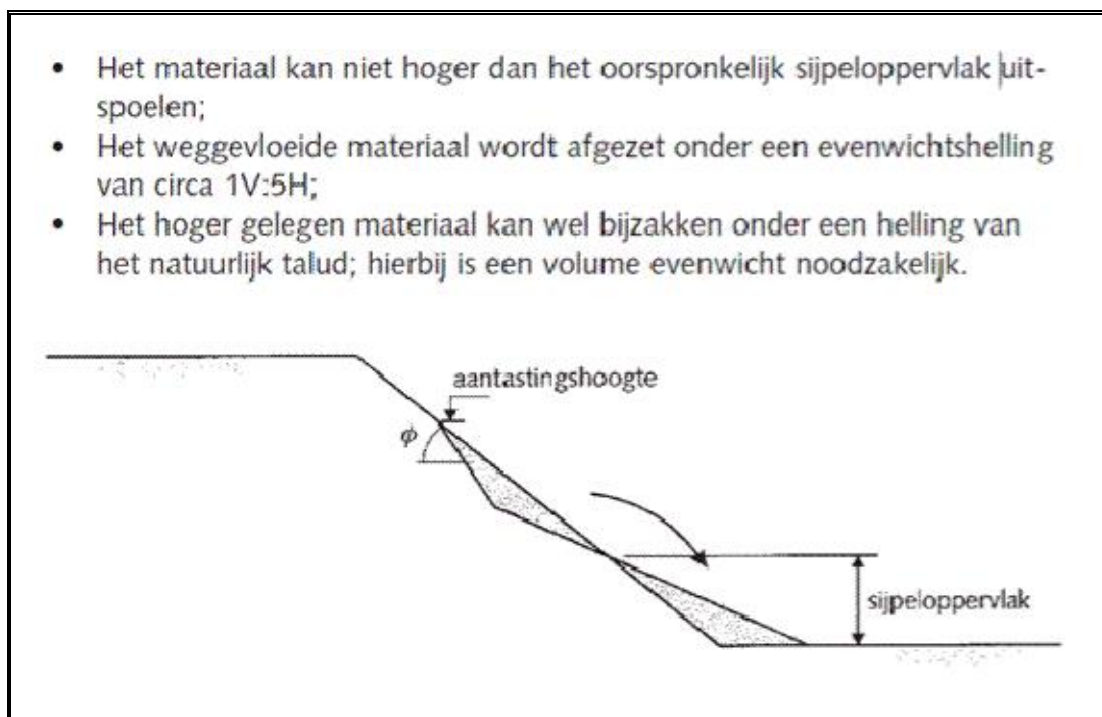


Figuur 5.1 Stabiliteitsfactor (SF) voor de mechanismen micro-instabiliteit uitspoelen en afschuiven, afhankelijk van taludhelling. Voor alle partiële veiligheidsfactoren is 1 aangehouden

Uit de grafiek blijkt dat afschuiven van de korrels maatgevend is boven het uitspoelen. Dit is overigens logisch als wordt gekeken naar de richting waarin de stabiliteit wordt beschouwd.

De aandrijvende waterdruk op de korrels is afhankelijk van de buitenwaarts gerichte gradiënt. Er wordt in beide formules uitgegaan van horizontaal uit het talud stromend water, wat een stromingsdruk levert op de korrels. De (horizontaal) buitenwaarts gerichte gradiënt is gelijk aan $\tan\alpha$. Deze situatie is nog ongunstiger dan de grondwaterstroming parallel aan het talud, wat uitgangspunt is van het Edelman – Joustra criterium, waarbij de gradiënt gelijk aan $\cos^2\alpha \cdot \tan\alpha$. Voor een taludhelling van 1:3 is $\cos^2\alpha$ gelijk aan 0,9 en is de aandrijvende druk op de korrels dus 10% hoger bij de bovenstaande formules. Bij een helling 1:2 is dit 25%. De conditie met een horizontaal uittredende grondwaterstroming is niet ondenkbeeldig voor zanddijken die zijn gefundeerd op een minder doorlatende natuurlijke afzetting, of in het geval van een hoog sijpeloppervlak. Uit de berekeningen en de metingen is ook gebleken dat er waterdrukken kunnen optreden die hoger zijn dan die overeenkomend met een parallelle grondwaterstroming.

In het TRWG wordt een **evenwichtsprofiel** gegeven, dat kan optreden na langdurige micro-instabiliteit als gevolg van een sijpeloppervlak (Figuur 5.2). Micro-instabiliteit is een langzaam proces. Er worden in het TRWG geen rekenregels gegeven voor het tijdsafhankelijk rekenen.



Figuur 5.2 Schadeprofiel (in evenwicht) na langdurige microinstabiliteit volgens TRWG

5.2 Ontwikkeling model micro-instabiliteit

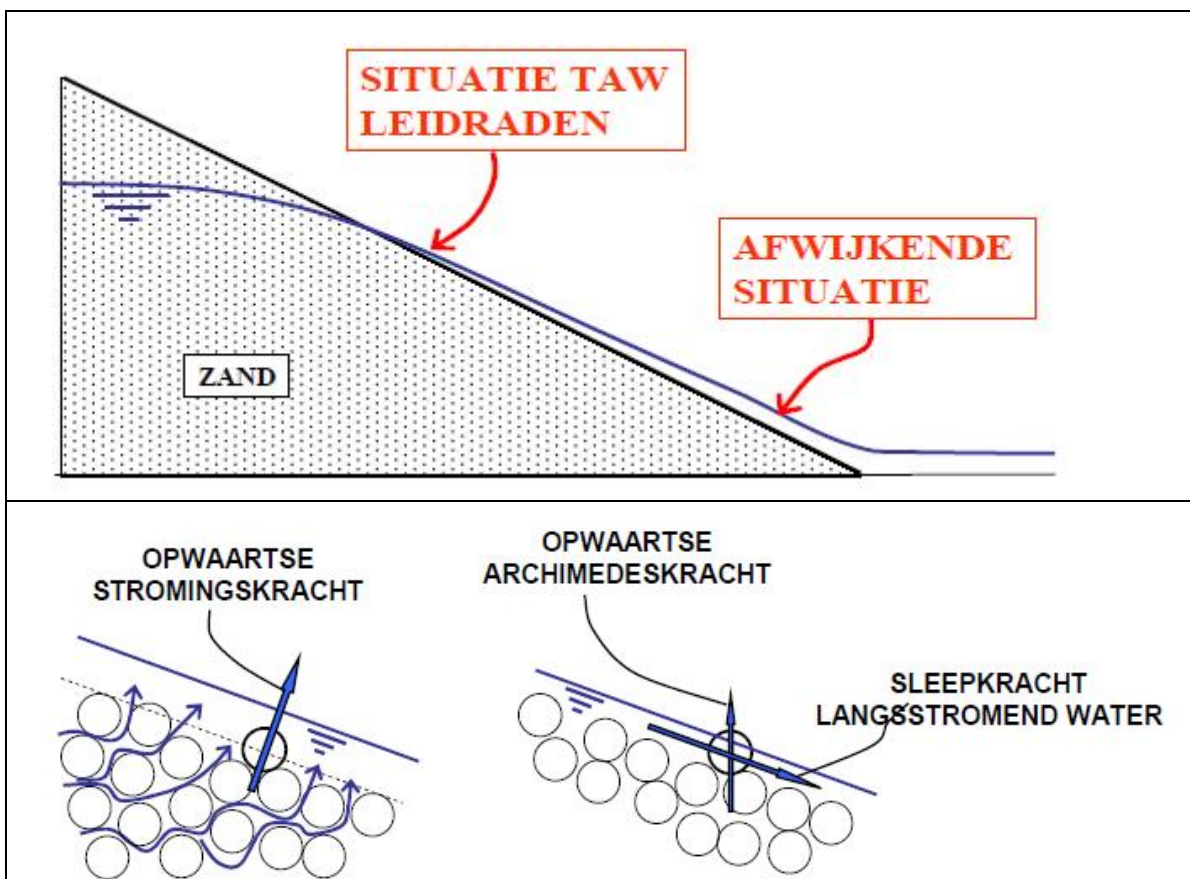
In opdracht van Delft Cluster is onderzoek gedaan naar de processen rondom micro-instabiliteit (De Groot 2008). Onderstaand is een samenvatting gegeven van de resultaten van dit onderzoek, waarmee een predictie kan worden gemaakt. Voor de achtergrond wordt verwezen naar de originele rapportage.

Aanleiding voor het onderzoek was de schade langs het Julianakanaal bij Stein in januari 2004. Voor de analyse van dit schadegeval zijn schaalproeven (Brutusbak (1x1x2 m³) en

centrifugeproeven uitgevoerd van een zandtalud met taludhellingen 1:2 en 1:3,3. Uit het experimentele onderzoek is gebleken dat:

- 1 Micro-instabiliteit eerder optreedt dan volgt uit de formules uit het TRWG
- 2 De helling waaronder het zand blijft liggen 1:6 à 1:10 is, dus flauwer dan de evenwichtshelling uit het TRWG van 1:5.

Het eerste punt heeft te maken met het begin van bewegen van de korrels op het taludoppervlak. In de stabiliteitsbeschouwing in het TRWG wordt alleen de stromingsdruk meegenomen van het uittredende grondwater en het effect dat de korrel op een helling ligt. Het effect van een waterlaagje op het talud als gevolg van het uittredende water tussen het sijpoppervlak en de beschouwde korrel wordt niet meegenomen.



Figuur 5.3 Boven: sijpoppervlak zorgt voor een waterlaagje op het talud. Situatie nabij sijpoppervlak correspondeert met formules TRWG, daaronder wijkt de situatie af. Onder: krachten op een korrel. (beide uit De Groot 2008)

Hierbij wordt opgemerkt dat in het geval van overslag of overloop het waterlaagje op het talud als gevolg van overslag of overloop vele malen dikker zal zijn dan als gevolg van het uittredende grondwater. Het uittredende verhang zal alleen een (kleine) extra kracht op de korrel geven en erosie door het overslagvolume zal dominant zijn. Het mechanisme micro-instabiliteit kan bij de golfoverslagproeven alleen worden waargenomen op het moment dat de dijk is verzadigd en de overslagproef is gestaakt. Onderzoek naar micro-instabiliteit is echter niet het doel van de proeven.

Het begin van bewegen van korrels op het talud, onder invloed van een waterlaagje op het talud, taludhelling α en een verhang het talud uit i_{\perp} kan worden berekend met de formule van White (De Groot 2008 uit Van der Wal 1991 en Van Rhee, 1987).

$$\theta_{crit} (White) = \alpha_w \eta \frac{\pi}{6} \tan \phi \left(\frac{\sin(\phi - \alpha)}{\sin \phi} + \frac{i_{\perp}}{(1 - n_0)\Delta} \right) \quad (5.3)$$

Waarin:

θ_{crit}	$\tau_{crit}/\rho_w g \Delta D_{50}$
τ_{crit}	kritische bodemschuifspanning (N/m ²)
Δ	relatieve dichtheid zandkorrels $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$
ρ_s	soortelijke massa korrels (2650 kg/m ³ voor kwarts)
ρ_w	soortelijke massa water
D_{50}	korrel diameter waarbij 50% van de massa van zandkorrels kleiner is
α_w	dimensieloze empirische parameter voor effect turbulentie
η	dimensieloze empirische parameter voor effect pakking zand
ϕ	hoek van inwendige wrijving
α	taludhelling
i_{\perp}	verhang in de richting loodrecht op het talud
n_0	porositeit

Voor een laminaire stroming is een waarde $\alpha_w * \eta$ gevonden van 0,35 (Van der Wal 1991). Bij een horizontaal uittredende grondwaterstroming geldt dat het verhang in de richting loodrecht op het talud gelijk is aan $-\sin\alpha * \tan\alpha$. Met een taludhelling van 1:3 en een ϕ van 40° volgt daarmee een kritische dimensieloze bodemschuifspanning θ_{crit} van 0,07 voor laminaire stroming. Bij een horizontale bodem en zonder uittredend verhang is θ_{crit} gelijk aan 0,15.

Het debiet per strekkende meter dijk dat over het talud stroomt, is afhankelijk van de doorlatendheid van de grond en van de ligging van het beschouwde punt onder het sijpeloppervlak. Al het uittredende grondwater boven het beschouwde punt op het talud vormt het debiet ter plaatse van het beschouwde punt. Bij de teen is het debiet dus het grootst.

Het verhang bij horizontaal uittredend grondwater is gelijk aan $\tan\alpha$, waarmee het uittredend specifieke debiet gelijk wordt aan de doorlatendheid k (m/s) keer $\tan\alpha$. Het debiet dat op een bepaald punt over het talud stroomt, is gelijk aan: $k * \tan\alpha * D$, waarin D gelijk is aan de verticale afstand tussen het beschouwde punt op het talud en de ligging van het sijpeloppervlak.

Voor de predictie van het optreden van micro-instabiliteit zijn nodig:

- Ligging van het sijpeloppervlak;
- D_{50} van het zand;
- Doorlatendheid van de zand;
- Taludhelling.

Voor de berekening van de ligging van het sijpeloppervlak zijn de infiltratietijd en de doorlatendheden van de dijk nodig.

6 Conclusies en aanbevelingen

In dit fase 4A rapport wordt op basis van eerdere resultaten op de Boonweg, in Zeeland, en op de Afsluitdijk de modelontwikkeling voortgezet. Er is daarbij uitgegaan van de meest recente evaluatie van de proeven op de Afsluitdijk (fase 3D, Deltares 2010). Doelstelling van dit rapport is het presenteren van de laatste formules en methodes wat betreft het modelleren van schademechanismen. De verbeterde formules en methoden zullen worden gevalideerd in fase 4D aan de hand van resultaten van proeven op de Vechtdijk.

6.1 Conclusies

6.1.1 Hydraulische parameters

Ten behoeve van de uitvoering van de proeven op de Vechtdijk is een aantal zaken nader uitgewerkt:

- Voor drie hydraulische regimes met golfhoogten $H_s = 1$ m, 2 m en 3 m zijn de overslagvolumes bepaald. Duidelijk is dat bij een lagere golfhoogte duidelijk kleinere overslagvolumes en veel meer overslaande golven optreden, dan bij een hogere golfhoogte (en gelijkblijvend gemiddeld debiet).
- De theorie van laagdikten, snelheden en overslagtijden, die bij een bepaald overslagvolume in een golf horen, is nog niet eenduidig. De gemeten waarden met de simulator zijn naast de theorie gelegd en er zijn verbanden gelegd tussen laagdikte en snelheid en het uitstromende volume uit de golfoverslagsimulator. Formules 2.7 en 2.8 geven deze formules.
- Er zijn vier surfplanken bijgemaakt, waardoor het mogelijk is om op vijf locaties laagdikten te meten. Daarnaast kan met deze surfplanken de frontsnelheid op diverse locaties worden bepaald en zijn drie van deze surfplanken uitgerust met een schoepenwiel om snelheden te kunnen meten.

Naast bovengenoemde, praktische aspecten is een aanzet gemaakt voor een belastingmaat. Het doel daarvan is om een brug te slaan tussen de stormcondities op zee of de rivier (waterstand, golfhoogte en periode) en de belasting op de kruin en het binnentalud (aantal en verdeling van de overslagvolumes, waterlaagdikte, stroomsnelheid en het verloop hiervan in tijd). Deze hydraulische parameters vormen de belasting ten aanzien van het mechanisme erosie. Een belastingmaat biedt het voordeel dat verschillende condities onderling kunnen worden vergeleken.

Er zijn twee methoden ontwikkeld om een belastingmaat te vinden die golfoverslag bij verschillende hydraulische regimes met elkaar kan verbinden:

- 1 De eerste is een methode waarbij over de tijd dat er golfoverslag plaats vindt een gewogen maximaal momentaan debiet, q_{mm} gewogen wordt berekend, met daaraan gekoppeld een totale effectieve tijd, t_{eff} totaal, waarbij dit debiet aanwezig is op het binnentalud.

Het voordeel van deze methode is dat uitkomsten in de bekende CIRIA-grafiek kunnen worden gezet. Nadelen zijn dat een gewogen debiet anders reageert dan een cumulatieve maat en dat tijdens een proef het gewogen debiet naar beneden kan gaan, terwijl de totale belasting alleen maar kan toenemen. Ook geeft een proef alleen een hoger gewogen debiet dan dezelfde proef voorafgegaan door meerdere proeven met

een lager debiet. De tijdsduur in deze methode is erg belangrijk en de grootte van de belasting is minder onderscheidend.

- 2 De tweede methode gaat uit van het bepalen van een cumulatieve belasting op basis van snelheden: $\Sigma(u^2 - u_c^2)$. Er wordt verondersteld dat elke golf ongeveer gedurende een seconde of iets meer een maximale belasting geeft en dat de werkelijke duur per golf niet belangrijk is. Daarmee kunnen waarden van $(u^2 - u_c^2)$ voor elk overslaand volume direct met elkaar worden opgeteld tot de cumulatieve belasting. Deze methode is onderscheidend naar de verschillende hydraulische regimes. Ook kunnen er zowel in overslagdebiet als in tijd directe relaties worden gelegd tussen de verschillende hydraulische regimes en overslagdebieten.

Welke belastingmaat beter is om de schade aan het grastalud met verschillende golfhoogtes (en gelijk gemiddeld debiet) te beschrijven zal uit de komende proeven op de Vechtdijk moeten blijken.

6.1.2 Erosie

- Het model voor het losscheuren van elementen van de graszode is aangepast. Het sterktemodel (turfelement model) resulterend in een kritieke sterkte, is verder verbeterd. Daarbij is ook het aspect vermoeiing (afname van de sterkte in de tijd) in rekening gebracht.
- De bestaande modellen volgens Hoffmans en Valk voor het voorspellen van de kuildiepte van een ontgrondingskuil op de overgang van talud naar een horizontaal deel zijn verbeterd. Toegevoegd is een model van Stein. Dit model is geschikt voor het voorspellen van de einddiepte, maar in principe ook voor de ontwikkeling van de kuildiepte in de tijd.
- Het bestaande model op basis van de analogie met ontgrondingen rond brugpijlers voor het voorspellen van kuildiepten is niet aangepast. Wel is het turfelement model geschikt gemaakt voor toepassing bij niet waterkerende objecten (NWO's).
- Het bestaande erosiemodel op basis van 3D ontgrondingen voor slijterrosie op het doorgaande talud is niet aangepast.

6.1.3 Infiltratie

- Er is een eenvoudige methode gepresenteerd om veldinfiltratieproeven te interpreteren. Met deze methode kan de schijnbare doorlatendheid van de dijk worden bepaald, waarmee het volume water dat gedurende een storm infiltreert kan worden berekend. Dit volume kan met een effectieve porositeit worden omgerekend in een potentiële stijging van het freatisch vlak dat belangrijk is voor de beoordeling van de stabiliteit van de bekleding.
- Op basis van de formules voor golfoverslag uit het TRGGD en een schatting van de tijd dat het talud nat is na één golfoverslagvolume is een analyse gemaakt van de duur dat het talud nat is gedurende een storm. Met de beschreven methode kan voor elke combinatie van een gemiddeld overslagdebiet en golfhoogtes worden gekeken hoeveel procent van de tijd gedurende een storm infiltratie mogelijk is.

6.1.4 Micro-instabiliteit

Het mechanisme micro-instabiliteit van een zanddijk is geen onderzoeksdoel van de proeven op de Vechtdijk. Het is echter mogelijk dat dit mechanisme op beperkte schaal kan optreden. Daarom zal toch een predictie worden gemaakt (Fase 4B), waarvoor de modellen worden

gegeven in deze Fase 4A. Dit is eigenlijk de Fase 0 (zie Kolb-cyclus in paragraaf 1.2) voor het mechanisme micro-instabiliteit.

- Omdat de Vechtdijk een zanddijk is, is deze gevoelig voor micro-instabiliteit. Indien een sijpeloppervlak optreedt, dan kan zand uitspoelen of afschuiven. Er zijn bestaande formules uit het TRWG gegeven waarmee dit kan worden beoordeeld. Overigens wordt opgemerkt dat het mechanisme erosie door golfoverslag veel eerder zal optreden dan het uitspoelen van zand. Alleen bij het stilleggen van de proef kan het mechanisme eventueel worden waargenomen. Onderzoek naar dit mechanisme is echter geen hoofddoel van dit onderzoek.
- Er zijn nieuwe formules gegeven voor de beoordeling van het uitspoelen van zand. De formules zijn afkomstig uit een Delft Cluster onderzoek naar aanleiding van een schadegeval van de dijk langs het Julianakanaal bij Stein. Hieruit blijkt dat de formules uit het TRWG niet conservatief zijn.

6.2 Aanbevelingen

6.2.1 Hydraulische parameters

De cumulatieve belastingmaten $q_{mm \text{ gewogen}}$ en $\Sigma(u^2 - u_c^2)$ kunnen worden gebruikt in fase 4B om bij opgetreden schade te voorspellen wanneer dezelfde schade zal optreden bij een proef met een ander hydraulisch regime. Uit de proeven zal blijken welke het beste voldoet.

Deze cumulatieve belasting kan in fase 4D worden gebruikt om een relatie te leggen tussen alle bij voorgaande proeven opgetreden schade en deze cumulatieve belasting.

6.2.2 Erosie

Naast het toepassen van de huidige stand van de erosiemodellen voor de predictie van erosie voor de Vechtdijk, wordt aanbevolen aandacht te besteden aan de volgende ontwikkelingssporen:

- Aanpassen van het model volgens Stein voor het voorspellen van de evenwichtsontgrondingsdiepte bij de overgang van talud naar horizontaal, naar een model dat ook de ontwikkeling van de kuildiepte in de tijd voorspelt.
- Verder ontwikkelen van het turfelement model voor NWO's.
- Uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse voor het sterktemodel met als doel het bepalen van de relevante parameters bepalen.

6.2.3 Infiltratie

- Aanbevolen wordt om naast de gebruikelijke berekening van infiltratie met het Van Genuchten model in PlaxFlow, ook een predictie te maken op basis van de gepresenteerde eenvoudige methode. Hiervoor is geen aanvullend grondonderzoek nodig.

6.2.4 Micro-instabiliteit

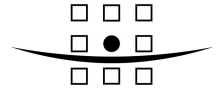
- Aanbevolen wordt om met zowel de formules uit het TRWG als de nieuwe formules een predictie te maken. Hiervoor zijn een aantal parameters nodig die in het rapport worden genoemd. Deze parameters zullen in het kader van het grondonderzoek moeten worden meegenomen.

7 Referenties

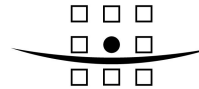
- Breusers, H.N.C., 1966. Conformity and time scale in two-dimensional local scour, *Proc. Symp. on model and prototype conformity*, 1-8, Hydraulics Research Laboratory, Poona (also Deltares, Delft, Publication 40).
- De Groot, M.B., 2008, Micro-instabiliteit binnentalud zanddijk, GeoDelft / Delft Cluster rapportnummer 418020-0009 v01, maart 2008
- Deltares 2009, SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 3A Modelontwikkeling Afsluitdijk, kenmerk 1001189-015-GEO-0001, mei 2009.
- Deltares 2010, SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 3D Evaluatie Afsluitdijk, kenmerk 1200259-010-GEO-0017, februari 2010.
- Hewlett, H.W.M., Boorman, L.A., Bramley, M.E., 1987. Design of Reinforced Grass Waterways, Construction Industry Research and Information Association, *Report No. 116*, London.
- Hoffmans, G.J.C.M., 1992. Two dimensional mathematical modelling of local-scour holes. *Doctoral Thesis*, Delft University of Technology, Delft.
- Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J., 1997. *Scour manual*, Balkema, Rotterdam.
- Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.L., 2008. Newton's second law and scouring, *Proc. of 4th ICSE*, Tokyo.
- Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J., Van Hoven, A., Akkerman, G.J., 2010. Surface instability of grass caused by wave overtopping, *J. of Hydr. Eng.*, ASCE, to be published.
- Mastbergen, D.R., Van den Berg, J.H., 2003. Breaching in fine sands and the generation of sustained Turbidity currents in submarine canyons, *Sedimentology*, 50, 625-637.
- Partheniades, E., 1965. Erosion and deposition of cohesive soils. *J. Hydr. Div.*, ASCE, 91(HY1), 105-139.
- Stein, O.R., Julien, P.Y., Alonso, C.V. 1993. Mechanics of jet scour downstream of a headcut. *J. Hydr. Res.*, 31(6), 723-738.
- Valk, A. 2009, Wave overtopping – Impact of water jets on grassed inner slopes transitions, Afstudeeronderzoek TU Delft.
- Van der Meer, Bernardini, P., Snijders, W. and Regeling, H.J., 2006. The wave overtopping simulator. ASCE, *ICCE 2006*, San Diego.
- Van der Wal, M., 1991, Bepaling stabiliteitsparameters van grof zand, verslag modelonderzoek WL | Delft Hydraulics, H869

- Van der Wal, M., 1991, Bepaling stabiliteitsparameters voor piping modellering, verslag modelonderzoek, WL | Delft Hydraulics, H1324
- Van Hoven, A., Barends, F.B.J., A Practical Approach for infiltration tests, Conference proceedings Frontiers in Shallow Subsurface Technology 2010, p. 55-58.
- Van Rhee C. , A. Bezuijen 1992, Influence of seepage on stability of sandy slope, Journal of Geotechnical Eng., Vol. 118, No. 8, pp 1236-1240.
- Verheij, H.J. et al, 1995, Onderzoek naar de sterkte van graszoden van rivierdijken. WL verslag Q1878, Delft.
- Whittaker, J.G., Schleiss, A., 1984. Scour related to energy dissipators for high head structures. *Mitteilung 73*. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Switzerland.

A Uitgewerkte golflijst voor 50 l/s per m



BIJLAGE A: Uitgewerkte golflijst 50 l/s per m



ROYAL HASKONING

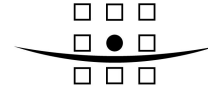
ANALYSE VAN 50 l/sm PROEF GEDURENDE 2 UUR

golfvolum ltr	snelheid m/s	laagdikte m	debiet m3/s	volum m3	snelheid m/s	laagdikte m	debiet m3/s	totale overslagvolum m3	effectieve tijd per klasse s	LN effectieve tijd	debiet * LN effectieve tijd
5182	7,218	0,40	2,8874	5,182	7,218	0,400	2,887	5,182	1,795	0,585	1,689
4467	7,113	0,37	2,6318	4,467							
4062	7,045	0,37	2,6068	4,062	7,079	0,370	2,619	8,53	3,256	1,181	3,092
3780	6,994	0,34	2,3780	3,780							
3565	6,953	0,34	2,3639	3,565	6,973	0,340	2,371	7,35	3,098	1,131	2,681
3392	6,717	0,32	2,1495	3,392							
3247	6,686	0,32	2,1396	3,247	6,674	0,320	2,136	12,78	5,983	1,789	3,820
3123	6,659	0,32	2,1307	3,123							
3015	6,633	0,32	2,1227	3,015							
2919	6,411	0,30	1,9232	2,919							
2832	6,389	0,30	1,9167	2,832							
2754	6,369	0,30	1,9107	2,754	6,361	0,300	1,908	16,36	8,573	2,149	4,100
2682	6,350	0,30	1,9051	2,682							
2617	6,333	0,30	1,8999	2,617							
2556	6,316	0,30	1,8948	2,556							
2499	6,100	0,27	1,6470	2,499							
2446	6,085	0,27	1,6429	2,446							
2397	6,070	0,27	1,6390	2,397							
2350	6,056	0,27	1,6352	2,350							
2306	6,043	0,27	1,6316	2,306							
2264	6,030	0,27	1,6281	2,264							
2224	6,017	0,27	1,6247	2,224	6,020	0,270	1,625	29,10	17,902	2,885	4,689
2187	6,005	0,27	1,6214	2,187							
2151	5,994	0,27	1,6183	2,151							
2117	5,982	0,27	1,6152	2,117							
2084	5,971	0,27	1,6122	2,084							
2052	5,960	0,27	1,6092	2,052							
2022	5,950	0,27	1,6064	2,022							
1993	5,739	0,23	1,3200	1,993							
1965	5,729	0,23	1,3177	1,965							
1938	5,719	0,23	1,3155	1,938							
1912	5,710	0,23	1,3133	1,912							
1887	5,700	0,23	1,3111	1,887							
1862	5,691	0,23	1,3089	1,862							
1839	5,682	0,23	1,3069	1,839							
1816	5,673	0,23	1,3048	1,816							
1794	5,665	0,23	1,3028	1,794							
1773	5,656	0,23	1,3009	1,773							
1752	5,648	0,23	1,2990	1,752							
1732	5,640	0,23	1,2971	1,732	5,635	0,230	1,296	43,15	33,298	3,505	4,543
1712	5,631	0,23	1,2952	1,712							
1693	5,623	0,23	1,2934	1,693							
1674	5,615	0,23	1,2915	1,674							
1656	5,608	0,23	1,2898	1,656							
1638	5,600	0,23	1,2880	1,638							
1621	5,592	0,23	1,2863	1,621							
1604	5,585	0,23	1,2845	1,604							
1588	5,578	0,23	1,2829	1,588							
1572	5,571	0,23	1,2813	1,572							
1556	5,563	0,23	1,2796	1,556							
1540	5,556	0,23	1,2779	1,540							
1525	5,549	0,23	1,2763	1,525							
1511	5,543	0,23	1,2748	1,511							
1496	5,335	0,20	1,0671	1,496							
1482	5,329	0,20	1,0658	1,482							
1468	5,322	0,20	1,0644	1,468							
1455	5,316	0,20	1,0631	1,455							
1442	5,309	0,20	1,0619	1,442							
1429	5,303	0,20	1,0606	1,429							
1416	5,296	0,20	1,0593	1,416							
1403	5,290	0,20	1,0580	1,403							
1391	5,284	0,20	1,0567	1,391							



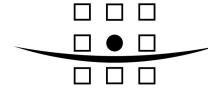
ROYAL HASKONING

1379	5,278	0,20	1,0555	1,379								
1367	5,271	0,20	1,0543	1,367								
1355	5,265	0,20	1,0530	1,355								
1344	5,259	0,20	1,0519	1,344								
1333	5,253	0,20	1,0507	1,333								
1322	5,248	0,20	1,0495	1,322								
1311	5,242	0,20	1,0483	1,311								
1300	5,236	0,20	1,0471	1,300								
1289	5,230	0,20	1,0459	1,289								
1279	5,224	0,20	1,0448	1,279								
1269	5,218	0,20	1,0437	1,269								
1259	5,213	0,20	1,0426	1,259								
1249	5,207	0,20	1,0414	1,249								
1239	5,201	0,20	1,0403	1,239								
1230	5,196	0,20	1,0393	1,230								
1220	5,191	0,20	1,0381	1,220								
1211	5,185	0,20	1,0370	1,211								
1202	5,180	0,20	1,0360	1,202								
1193	5,175	0,20	1,0349	1,193								
1184	5,169	0,20	1,0338	1,184								
1175	5,164	0,20	1,0328	1,175								
1166	5,158	0,20	1,0317	1,166								
1158	5,153	0,20	1,0307	1,158								
1149	5,148	0,20	1,0296	1,149	5,184	0,200	1,037	64,54	62,244	4,131	4,283	
1141	5,143	0,20	1,0286	1,141								
1133	5,138	0,20	1,0276	1,133								
1125	5,133	0,20	1,0266	1,125								
1117	5,128	0,20	1,0256	1,117								
1109	5,123	0,20	1,0245	1,109								
1101	5,118	0,20	1,0235	1,101								
1093	5,112	0,20	1,0225	1,093								
1086	5,108	0,20	1,0216	1,086								
1078	5,103	0,20	1,0205	1,078								
1071	5,098	0,20	1,0196	1,071								
1063	5,093	0,20	1,0185	1,063								
1056	5,088	0,20	1,0176	1,056								
1049	5,083	0,20	1,0166	1,049								
1042	5,078	0,20	1,0157	1,042								
1035	5,074	0,20	1,0147	1,035								
1028	5,069	0,20	1,0138	1,028								
1021	5,064	0,20	1,0128	1,021								
1015	5,060	0,20	1,0120	1,015								
1008	5,055	0,20	1,0110	1,008								
1001	5,050	0,20	1,0100	1,001								
995	4,846	0,16	0,7753	0,995								
988	4,841	0,16	0,7745	0,988								
982	4,836	0,16	0,7738	0,982								
976	4,832	0,16	0,7731	0,976								
969	4,827	0,16	0,7723	0,969								
963	4,822	0,16	0,7716	0,963								
957	4,818	0,16	0,7709	0,957								
951	4,813	0,16	0,7702	0,951								
945	4,809	0,16	0,7694	0,945								
939	4,804	0,16	0,7687	0,939								
933	4,800	0,16	0,7680	0,933								
927	4,795	0,16	0,7672	0,927								
922	4,791	0,16	0,7666	0,922								
916	4,787	0,16	0,7659	0,916								
910	4,782	0,16	0,7651	0,910								
905	4,778	0,16	0,7645	0,905								
899	4,774	0,16	0,7638	0,899								
894	4,770	0,16	0,7631	0,894								
888	4,765	0,16	0,7624	0,888								
883	4,761	0,16	0,7617	0,883								
877	4,756	0,16	0,7609	0,877								
872	4,752	0,16	0,7603	0,872								
867	4,748	0,16	0,7596	0,867								
862	4,744	0,16	0,7590	0,862								



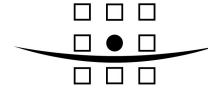
ROYAL HASKONING

857	4,740	0,16	0,7583	0,857								
852	4,735	0,16	0,7577	0,852								
847	4,731	0,16	0,7570	0,847								
842	4,727	0,16	0,7563	0,842								
837	4,723	0,16	0,7556	0,837								
832	4,718	0,16	0,7550	0,832								
827	4,714	0,16	0,7543	0,827								
822	4,710	0,16	0,7536	0,822								
817	4,706	0,16	0,7529	0,817								
812	4,701	0,16	0,7522	0,812								
808	4,698	0,16	0,7516	0,808								
803	4,693	0,16	0,7509	0,803								
798	4,689	0,16	0,7502	0,798								
794	4,685	0,16	0,7496	0,794								
789	4,681	0,16	0,7489	0,789								
785	4,677	0,16	0,7483	0,785								
780	4,673	0,16	0,7476	0,780								
776	4,669	0,16	0,7470	0,776								
772	4,665	0,16	0,7464	0,772								
767	4,661	0,16	0,7457	0,767								
763	4,657	0,16	0,7451	0,763								
759	4,653	0,16	0,7445	0,759								
754	4,649	0,16	0,7438	0,754								
750	4,645	0,16	0,7432	0,750								
746	4,641	0,16	0,7425	0,746								
742	4,637	0,16	0,7419	0,742								
738	4,633	0,16	0,7413	0,738								
734	4,629	0,16	0,7407	0,734								
730	4,626	0,16	0,7401	0,730								
725	4,621	0,16	0,7393	0,725								
721	4,617	0,16	0,7387	0,721								
718	4,614	0,16	0,7382	0,718								
714	4,610	0,16	0,7376	0,714								
710	4,606	0,16	0,7369	0,710								
706	4,602	0,16	0,7363	0,706								
702	4,598	0,16	0,7356	0,702								
698	4,594	0,16	0,7350	0,698								
694	4,590	0,16	0,7343	0,694								
691	4,586	0,16	0,7338	0,691	4,592	0,160	0,735	88,74	120,791	4,794	3,522	
687	4,582	0,16	0,7332	0,687								
683	4,578	0,16	0,7325	0,683								
679	4,574	0,16	0,7318	0,679								
676	4,571	0,16	0,7313	0,676								
672	4,567	0,16	0,7307	0,672								
669	4,564	0,16	0,7302	0,669								
665	4,559	0,16	0,7295	0,665								
661	4,555	0,16	0,7288	0,661								
658	4,552	0,16	0,7283	0,658								
654	4,547	0,16	0,7276	0,654								
652	4,545	0,16	0,7272	0,652								
651	4,544	0,16	0,7271	0,651								
647	4,540	0,16	0,7264	0,647								
644	4,536	0,16	0,7258	0,644								
641	4,533	0,16	0,7253	0,641								
637	4,529	0,16	0,7246	0,637								
634	4,525	0,16	0,7241	0,634								
630	4,521	0,16	0,7233	0,630								
627	4,517	0,16	0,7228	0,627								
624	4,514	0,16	0,7222	0,624								
621	4,511	0,16	0,7217	0,621								
617	4,506	0,16	0,7210	0,617								
614	4,503	0,16	0,7204	0,614								
611	4,499	0,16	0,7198	0,611								
608	4,496	0,16	0,7193	0,608								
604	4,491	0,16	0,7185	0,604								
601	4,487	0,16	0,7180	0,601								
598	4,484	0,16	0,7174	0,598								
595	4,480	0,16	0,7168	0,595								



ROYAL HASKONING

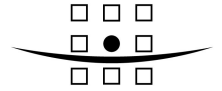
592	4,477	0,16	0,7163	0,592
589	4,473	0,16	0,7157	0,589
586	4,469	0,16	0,7151	0,586
583	4,466	0,16	0,7145	0,583
580	4,462	0,16	0,7139	0,580
577	4,458	0,16	0,7133	0,577
574	4,455	0,16	0,7127	0,574
571	4,451	0,16	0,7121	0,571
568	4,447	0,16	0,7116	0,568
565	4,443	0,16	0,7109	0,565
559	4,436	0,16	0,7097	0,559
556	4,432	0,16	0,7091	0,556
554	4,429	0,16	0,7087	0,554
551	4,426	0,16	0,7081	0,551
548	4,422	0,16	0,7075	0,548
545	4,418	0,16	0,7069	0,545
542	4,414	0,16	0,7062	0,542
540	4,411	0,16	0,7058	0,540
537	4,407	0,16	0,7052	0,537
534	4,403	0,16	0,7045	0,534
531	4,399	0,16	0,7039	0,531
529	4,397	0,16	0,7035	0,529
526	4,393	0,16	0,7028	0,526
523	4,389	0,16	0,7022	0,523
521	4,386	0,16	0,7017	0,521
518	4,382	0,16	0,7011	0,518
515	4,378	0,16	0,7004	0,515
513	4,375	0,16	0,7000	0,513
510	4,371	0,16	0,6993	0,510
508	4,368	0,16	0,6989	0,508
505	4,364	0,16	0,6982	0,505
502	4,359	0,16	0,6975	0,502
500	4,357	0,16	0,6971	0,500
497	3,952	0,12	0,4743	0,497
495	3,949	0,12	0,4739	0,495
492	3,945	0,12	0,4734	0,492
490	3,942	0,12	0,4731	0,490
487	3,938	0,12	0,4725	0,487
485	3,935	0,12	0,4722	0,485
482	3,931	0,12	0,4717	0,482
480	3,928	0,12	0,4713	0,480
478	3,925	0,12	0,4710	0,478
475	3,920	0,12	0,4704	0,475
473	3,917	0,12	0,4701	0,473
470	3,913	0,12	0,4695	0,470
468	3,910	0,12	0,4691	0,468
466	3,907	0,12	0,4688	0,466
463	3,902	0,12	0,4682	0,463
461	3,899	0,12	0,4679	0,461
459	3,896	0,12	0,4675	0,459
456	3,891	0,12	0,4669	0,456
454	3,888	0,12	0,4666	0,454
452	3,885	0,12	0,4662	0,452
450	3,882	0,12	0,4658	0,450
447	3,877	0,12	0,4652	0,447
445	3,874	0,12	0,4648	0,445
443	3,871	0,12	0,4645	0,443
441	3,867	0,12	0,4641	0,441
438	3,862	0,12	0,4635	0,438
436	3,859	0,12	0,4631	0,436
434	3,856	0,12	0,4627	0,434
432	3,853	0,12	0,4623	0,432
430	3,849	0,12	0,4619	0,430
428	3,846	0,12	0,4615	0,428
425	3,841	0,12	0,4609	0,425
423	3,838	0,12	0,4605	0,423
421	3,834	0,12	0,4601	0,421
419	3,831	0,12	0,4597	0,419



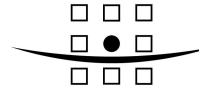
ROYAL HASKONING

417	3,828	0,12	0,4593	0,417							
415	3,824	0,12	0,4589	0,415							
413	3,821	0,12	0,4585	0,413							
411	3,817	0,12	0,4581	0,411							
409	3,814	0,12	0,4577	0,409							
407	3,810	0,12	0,4572	0,407							
405	3,807	0,12	0,4568	0,405							
403	3,803	0,12	0,4564	0,403							
401	3,800	0,12	0,4560	0,401							
399	3,796	0,12	0,4555	0,399							
397	3,793	0,12	0,4551	0,397							
395	3,789	0,12	0,4547	0,395							
393	3,785	0,12	0,4543	0,393							
391	3,782	0,12	0,4538	0,391							
389	3,778	0,12	0,4534	0,389							
387	3,775	0,12	0,4529	0,387							
385	3,771	0,12	0,4525	0,385							
383	3,767	0,12	0,4521	0,383							
381	3,763	0,12	0,4516	0,381							
379	3,760	0,12	0,4512	0,379							
377	3,756	0,12	0,4507	0,377							
375	3,752	0,12	0,4503	0,375							
373	3,748	0,12	0,4498	0,373							
371	3,744	0,12	0,4493	0,371							
370	3,743	0,12	0,4491	0,370							
368	3,739	0,12	0,4486	0,368							
366	3,735	0,12	0,4482	0,366							
364	3,731	0,12	0,4477	0,364							
362	3,727	0,12	0,4472	0,362							
360	3,723	0,12	0,4468	0,360							
359	3,721	0,12	0,4465	0,359							
357	3,717	0,12	0,4461	0,357							
355	3,713	0,12	0,4456	0,355							
353	3,709	0,12	0,4451	0,353							
351	3,705	0,12	0,4446	0,351							
350	3,703	0,12	0,4444	0,350							
348	3,699	0,12	0,4439	0,348							
346	3,695	0,12	0,4434	0,346							
344	3,691	0,12	0,4429	0,344							
343	3,689	0,12	0,4426	0,343							
341	3,685	0,12	0,4421	0,341	3,585	0,120	0,430	84,28	195,926	5,278	2,270
339	3,680	0,12	0,4416	0,339							
337	3,676	0,12	0,4411	0,337							
336	3,674	0,12	0,4409	0,336							
334	3,670	0,12	0,4404	0,334							
332	3,666	0,12	0,4399	0,332							
331	3,663	0,12	0,4396	0,331							
329	3,659	0,12	0,4391	0,329							
327	3,655	0,12	0,4386	0,327							
326	3,653	0,12	0,4383	0,326							
324	3,648	0,12	0,4378	0,324							
322	3,644	0,12	0,4373	0,322							
321	3,642	0,12	0,4370	0,321							
319	3,637	0,12	0,4365	0,319							
317	3,633	0,12	0,4359	0,317							
316	3,630	0,12	0,4357	0,316							
314	3,626	0,12	0,4351	0,314							
312	3,621	0,12	0,4346	0,312							
311	3,619	0,12	0,4343	0,311							
309	3,615	0,12	0,4337	0,309							
308	3,612	0,12	0,4335	0,308							
306	3,608	0,12	0,4329	0,306							
305	3,605	0,12	0,4326	0,305							
303	3,601	0,12	0,4321	0,303							
301	3,596	0,12	0,4315	0,301							
300	3,594	0,12	0,4312	0,300							
298	3,589	0,12	0,4307	0,298							
297	3,586	0,12	0,4304	0,297							

B Uitgewerkte golflijst voor 75 l/s per m



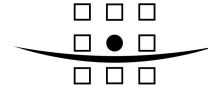
BIJLAGE B: Uitgewerkte golflijst 75 l/s per m



ROYAL HASKONING

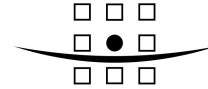
ANALYSE VAN 75 l/sm PROEF GEDURENDE 2 UUR

golfvolum ltr	snelheid m/s	laagdikte m	debiet m3/s	volum m3	snelheid m/s	laagdikte m	debiet m3/s	tota l overslagvolum m3	effectieve tij d per klasse s	LN effectieve tij d	debiet * LN effectieve tij d
5500,00	7,261	0,4	2,9043	5,5							
5500,00	7,261	0,4	2,9043	5,5							
5500,00	7,261	0,4	2,9043	5,5	7,261	0,4	2,9043	33,00	11,362	2,430	7,058
5500,00	7,261	0,4	2,9043	5,5							
5500,00	7,261	0,4	2,9043	5,5							
5500,00	7,261	0,4	2,9043	5,5							
4293,00	7,085	0,37	2,6213	4,293	7,071	0,37	2,6164	8,43	3,221	1,170	3,061
4135,00	7,058	0,37	2,6115	4,135							
3997,00	7,034	0,34	2,3915	3,997							
3874,00	7,012	0,34	2,3840	3,874							
3764,00	6,991	0,34	2,3770	3,764	6,993	0,34	2,3775	18,872	7,938	2,072	4,925
3664,00	6,972	0,34	2,3705	3,664							
3573,00	6,954	0,34	2,3644	3,573							
3489,00	6,737	0,32	2,1559	3,489							
3411,00	6,721	0,32	2,1508	3,411							
3339,00	6,706	0,32	2,1459	3,339							
3271,00	6,691	0,32	2,1413	3,271	6,686	0,32	2,1395	25,997	12,151	2,497	5,343
3208,00	6,678	0,32	2,1368	3,208							
3148,00	6,664	0,32	2,1325	3,148							
3092,00	6,651	0,32	2,1285	3,092							
3039,00	6,639	0,32	2,1245	3,039							
2988,00	6,427	0,3	1,9281	2,988							
2940,00	6,416	0,3	1,9247	2,94							
2894,00	6,404	0,3	1,9213	2,894							
2850,00	6,393	0,3	1,9180	2,85							
2808,00	6,383	0,3	1,9149	2,808							
2767,00	6,372	0,3	1,9117	2,767							
2729,00	6,363	0,3	1,9088	2,729	6,364	0,3	1,9093	35,613	18,652	2,926	5,587
2692,00	6,353	0,3	1,9059	2,692							
2656,00	6,343	0,3	1,9030	2,656							
2621,00	6,334	0,3	1,9002	2,621							
2588,00	6,325	0,3	1,8975	2,588							
2556,00	6,316	0,3	1,8948	2,556							
2524,00	6,307	0,3	1,8922	2,524							
2494	6,099	0,27	1,6466	2,494							
2465	6,090	0,27	1,6444	2,465							
2437	6,082	0,27	1,6422	2,437							
2409	6,074	0,27	1,6400	2,409							
2383	6,066	0,27	1,6379	2,383							
2357	6,059	0,27	1,6358	2,357							
2331	6,051	0,27	1,6337	2,331							
2307	6,043	0,27	1,6317	2,307							
2283	6,036	0,27	1,6297	2,283							
2259	6,028	0,27	1,6277	2,259							
2237	6,021	0,27	1,6258	2,237	6,016	0,27	1,6244	51,208	31,523	3,451	5,606
2214	6,014	0,27	1,6238	2,214							
2193	6,007	0,27	1,6220	2,193							
2172	6,000	0,27	1,6201	2,172							
2151	5,994	0,27	1,6183	2,151							
2131	5,987	0,27	1,6165	2,131							
2111	5,980	0,27	1,6146	2,111							
2092	5,974	0,27	1,6129	2,092							
2073	5,967	0,27	1,6112	2,073							



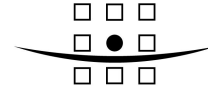
ROYAL HASKONING

2054	5,961	0,27	1,6094	2,054							
2036	5,954	0,27	1,6077	2,036							
2018	5,948	0,27	1,6060	2,018							
2001	5,942	0,27	1,6044	2,001							
1984	5,736	0,23	1,3193	1,984							
1967	5,730	0,23	1,3179	1,967							
1951	5,724	0,23	1,3166	1,951							
1935	5,718	0,23	1,3152	1,935							
1919	5,712	0,23	1,3139	1,919							
1903	5,706	0,23	1,3125	1,903							
1888	5,701	0,23	1,3112	1,888							
1873	5,695	0,23	1,3099	1,873							
1858	5,689	0,23	1,3086	1,858							
1844	5,684	0,23	1,3073	1,844							
1829	5,678	0,23	1,3060	1,829							
1815	5,673	0,23	1,3047	1,815							
1802	5,668	0,23	1,3036	1,802							
1788	5,662	0,23	1,3023	1,788							
1775	5,657	0,23	1,3011	1,775							
1761	5,651	0,23	1,2998	1,761							
1748	5,646	0,23	1,2986	1,748							
1736	5,641	0,23	1,2975	1,736							
1723	5,636	0,23	1,2962	1,723							
1711	5,631	0,23	1,2951	1,711	5,634	0,23	1,2742	67,274	52,795	3,966	5,054
1699	5,626	0,23	1,2940	1,699							
1687	5,621	0,23	1,2928	1,687							
1675	5,616	0,23	1,2916	1,675							
1663	5,611	0,23	1,2905	1,663							
1656	5,608	0,23	1,2898	1,656							
1652	5,606	0,23	1,2894	1,652							
1640	5,601	0,23	1,2882	1,64							
1629	5,596	0,23	1,2871	1,629							
1618	5,591	0,23	1,2860	1,618							
1607	5,586	0,23	1,2849	1,607							
1596	5,581	0,23	1,2837	1,596							
1586	5,577	0,23	1,2827	1,586							
1575	5,572	0,23	1,2816	1,575							
1555	5,563	0,23	1,2795	1,555							
1545	5,558	0,23	1,2784	1,545							
1535	5,554	0,23	1,2774	1,535							
1525	5,549	0,23	1,2763	1,525							
1515	5,544	0,23	1,2752	1,515							
1506	5,540	0,23	1,2742	1,506							
1496	5,335	0,2	1,0671	1,496							
1487	5,331	0,2	1,0662	1,487							
1477	5,326	0,2	1,0653	1,477							
1468	5,322	0,2	1,0644	1,468							
1459	5,318	0,2	1,0635	1,459							
1450	5,313	0,2	1,0626	1,45							
1441	5,309	0,2	1,0618	1,441							
1433	5,305	0,2	1,0610	1,433							
1424	5,300	0,2	1,0601	1,424							
1416	5,296	0,2	1,0593	1,416							
1407	5,292	0,2	1,0584	1,407							
1399	5,288	0,2	1,0576	1,399							
1390	5,283	0,2	1,0566	1,39							
1382	5,279	0,2	1,0558	1,382							
1374	5,275	0,2	1,0550	1,374							
1366	5,271	0,2	1,0542	1,366							



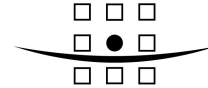
ROYAL HASKONING

1358	5,267	0,2	1,0533	1,358							
1350	5,262	0,2	1,0525	1,35							
1343	5,259	0,2	1,0518	1,343							
1335	5,255	0,2	1,0509	1,335							
1327	5,250	0,2	1,0500	1,327							
1320	5,246	0,2	1,0493	1,32							
1312	5,242	0,2	1,0484	1,312							
1305	5,238	0,2	1,0477	1,305							
1297	5,234	0,2	1,0468	1,297							
1290	5,230	0,2	1,0460	1,29							
1283	5,226	0,2	1,0453	1,283							
1276	5,222	0,2	1,0445	1,276							
1269	5,218	0,2	1,0437	1,269							
1262	5,215	0,2	1,0429	1,262							
1255	5,211	0,2	1,0421	1,255							
1248	5,207	0,2	1,0413	1,248							
1241	5,203	0,2	1,0405	1,241							
1235	5,199	0,2	1,0398	1,235							
1228	5,195	0,2	1,0390	1,228							
1221	5,191	0,2	1,0382	1,221							
1215	5,188	0,2	1,0375	1,215							
1208	5,183	0,2	1,0367	1,208							
1202	5,180	0,2	1,0360	1,202							
1189	5,172	0,2	1,0344	1,189							
1183	5,169	0,2	1,0337	1,183							
1177	5,165	0,2	1,0330	1,177							
1170	5,161	0,2	1,0322	1,17							
1164	5,157	0,2	1,0314	1,164							
1158	5,153	0,2	1,0307	1,158							
1152	5,150	0,2	1,0299	1,152							
1146	5,146	0,2	1,0292	1,146							
1140	5,142	0,2	1,0285	1,14							
1134	5,139	0,2	1,0277	1,134							
1129	5,135	0,2	1,0271	1,129							
1123	5,132	0,2	1,0263	1,123							
1117	5,128	0,2	1,0256	1,117							
1111	5,124	0,2	1,0248	1,111	5,187	0,2	1,0101	90,443	89,537	4,495	4,540
1106	5,121	0,2	1,0242	1,106							
1100	5,117	0,2	1,0234	1,1							
1095	5,114	0,2	1,0227	1,095							
1089	5,110	0,2	1,0220	1,089							
1084	5,107	0,2	1,0213	1,084							
1078	5,103	0,2	1,0205	1,078							
1073	5,099	0,2	1,0199	1,073							
1068	5,096	0,2	1,0192	1,068							
1062	5,092	0,2	1,0184	1,062							
1057	5,089	0,2	1,0177	1,057							
1052	5,085	0,2	1,0170	1,052							
1047	5,082	0,2	1,0164	1,047							
1041	5,078	0,2	1,0155	1,041							
1036	5,074	0,2	1,0149	1,036							
1031	5,071	0,2	1,0142	1,031							
1026	5,067	0,2	1,0135	1,026							
1021	5,064	0,2	1,0128	1,021							
1016	5,060	0,2	1,0121	1,016							
1011	5,057	0,2	1,0114	1,011							
1006	5,053	0,2	1,0107	1,006							
1002	5,051	0,2	1,0101	1,002							
997	4,847	0,16	0,7755	0,997							



ROYAL HASKONING

992	4,843	0,16	0,7750	0,992
987	4,840	0,16	0,7744	0,987
983	4,837	0,16	0,7739	0,983
978	4,833	0,16	0,7733	0,978
973	4,830	0,16	0,7728	0,973
969	4,827	0,16	0,7723	0,969
964	4,823	0,16	0,7717	0,964
959	4,819	0,16	0,7711	0,959
955	4,816	0,16	0,7706	0,955
950	4,813	0,16	0,7700	0,95
946	4,810	0,16	0,7696	0,946
942	4,807	0,16	0,7691	0,942
937	4,803	0,16	0,7685	0,937
933	4,800	0,16	0,7680	0,933
928	4,796	0,16	0,7674	0,928
924	4,793	0,16	0,7669	0,924
920	4,790	0,16	0,7664	0,92
915	4,786	0,16	0,7658	0,915
911	4,783	0,16	0,7653	0,911
907	4,780	0,16	0,7648	0,907
903	4,777	0,16	0,7643	0,903
899	4,774	0,16	0,7638	0,899
895	4,770	0,16	0,7633	0,895
890	4,766	0,16	0,7626	0,89
886	4,763	0,16	0,7621	0,886
882	4,760	0,16	0,7616	0,882
878	4,757	0,16	0,7611	0,878
874	4,753	0,16	0,7606	0,874
870	4,750	0,16	0,7600	0,87
866	4,747	0,16	0,7595	0,866
862	4,744	0,16	0,7590	0,862
858	4,740	0,16	0,7585	0,858
855	4,738	0,16	0,7581	0,855
851	4,735	0,16	0,7575	0,851
847	4,731	0,16	0,7570	0,847
843	4,728	0,16	0,7564	0,843
839	4,724	0,16	0,7559	0,839
835	4,721	0,16	0,7554	0,835
832	4,718	0,16	0,7550	0,832
828	4,715	0,16	0,7544	0,828
824	4,712	0,16	0,7539	0,824
821	4,709	0,16	0,7534	0,821
817	4,706	0,16	0,7529	0,817
813	4,702	0,16	0,7523	0,813
810	4,699	0,16	0,7519	0,81
806	4,696	0,16	0,7513	0,806
802	4,692	0,16	0,7508	0,802
799	4,690	0,16	0,7504	0,799
795	4,686	0,16	0,7498	0,795
792	4,683	0,16	0,7494	0,792
788	4,680	0,16	0,7488	0,788
785	4,677	0,16	0,7483	0,785
781	4,674	0,16	0,7478	0,781
778	4,671	0,16	0,7473	0,778
775	4,668	0,16	0,7469	0,775
771	4,664	0,16	0,7463	0,771
768	4,662	0,16	0,7459	0,768
764	4,658	0,16	0,7453	0,764
761	4,655	0,16	0,7448	0,761



ROYAL HASKONING

758	4,652	0,16	0,7444	0,758							
754	4,449	0,16	0,7118	0,754							
751	4,446	0,16	0,7113	0,751							
748	4,443	0,16	0,7109	0,748							
744	4,439	0,16	0,7102	0,744							
741	4,436	0,16	0,7098	0,741							
738	4,433	0,16	0,7093	0,738							
735	4,430	0,16	0,7089	0,735							
732	4,427	0,16	0,7084	0,732							
728	4,424	0,16	0,7078	0,728							
725	4,421	0,16	0,7073	0,725							
722	4,418	0,16	0,7068	0,722							
719	4,415	0,16	0,7064	0,719							
716	4,412	0,16	0,7059	0,716							
713	4,409	0,16	0,7054	0,713							
710	4,406	0,16	0,7049	0,710							
707	4,403	0,16	0,7044	0,707							
704	4,400	0,16	0,7040	0,704							
701	4,397	0,16	0,7035	0,701							
698	4,394	0,16	0,7030	0,698							
695	4,391	0,16	0,7025	0,695	4,475	0,16	0,6653	113,056	169,938	5,135	3,416
692	4,388	0,16	0,7020	0,692							
689	4,384	0,16	0,7015	0,689							
686	4,381	0,16	0,7010	0,686							
683	4,378	0,16	0,7005	0,683							
680	4,375	0,16	0,7000	0,680							
677	4,372	0,16	0,6995	0,677							
674	4,369	0,16	0,6990	0,674							
671	4,366	0,16	0,6985	0,671							
668	4,362	0,16	0,6980	0,668							
665	4,359	0,16	0,6975	0,665							
663	4,357	0,16	0,6971	0,663							
660	4,354	0,16	0,6966	0,660							
657	4,351	0,16	0,6961	0,657							
654	4,347	0,16	0,6956	0,654							
651	4,344	0,16	0,6951	0,651							
649	4,342	0,16	0,6947	0,649							
646	4,339	0,16	0,6942	0,646							
643	4,335	0,16	0,6937	0,643							
640	4,332	0,16	0,6931	0,640							
638	4,330	0,16	0,6928	0,638							
635	4,326	0,16	0,6922	0,635							
632	4,323	0,16	0,6917	0,632							
629	4,320	0,16	0,6912	0,629							
627	4,317	0,16	0,6908	0,627							
624	4,314	0,16	0,6902	0,624							
621	4,311	0,16	0,6897	0,621							
619	4,308	0,16	0,6893	0,619							
616	4,305	0,16	0,6888	0,616							
614	4,303	0,16	0,6884	0,614							
611	4,299	0,16	0,6878	0,611							
608	4,296	0,16	0,6873	0,608							
606	4,293	0,16	0,6869	0,606							
603	4,290	0,16	0,6863	0,603							
601	4,287	0,16	0,6860	0,601							
598	4,284	0,16	0,6854	0,598							
596	4,281	0,16	0,6850	0,596							
593	4,278	0,16	0,6844	0,593							
591	4,275	0,16	0,6841	0,591							



ROYAL HASKONING

588	4,272	0,16	0,6835	0,588
586	4,269	0,16	0,6831	0,586
583	4,266	0,16	0,6825	0,583
581	4,263	0,16	0,6821	0,581
578	4,260	0,16	0,6815	0,578
576	4,257	0,16	0,6811	0,576
573	4,253	0,16	0,6805	0,573
571	4,251	0,16	0,6801	0,571
569	4,248	0,16	0,6798	0,569
566	4,245	0,16	0,6791	0,566
564	4,242	0,16	0,6787	0,564
561	4,238	0,16	0,6781	0,561
559	4,236	0,16	0,6777	0,559
557	4,233	0,16	0,6773	0,557
554	4,229	0,16	0,6767	0,554
552	4,227	0,16	0,6763	0,552
550	4,224	0,16	0,6759	0,55
547	4,220	0,16	0,6753	0,547
545	4,218	0,16	0,6749	0,545
543	4,215	0,16	0,6744	0,543
541	4,213	0,16	0,6740	0,541
538	4,209	0,16	0,6734	0,538
536	4,206	0,16	0,6730	0,536
534	4,203	0,16	0,6725	0,534
532	4,201	0,16	0,6721	0,532
529	4,197	0,16	0,6715	0,529
527	4,194	0,16	0,6710	0,527
525	4,191	0,16	0,6706	0,525
523	4,189	0,16	0,6702	0,523
520	4,184	0,16	0,6695	0,52
518	4,182	0,16	0,6691	0,518
516	4,179	0,16	0,6686	0,516
514	4,176	0,16	0,6682	0,514
512	4,173	0,16	0,6677	0,512
510	4,171	0,16	0,6673	0,51
507	4,166	0,16	0,6666	0,507
505	4,164	0,16	0,6662	0,505
503	4,161	0,16	0,6657	0,503
501	4,158	0,16	0,6653	0,501
499	3,955	0,12	0,4746	0,499
497	3,952	0,12	0,4743	0,497
495	3,949	0,12	0,4739	0,495
493	3,947	0,12	0,4736	0,493
491	3,944	0,12	0,4732	0,491
489	3,941	0,12	0,4729	0,489
486	3,936	0,12	0,4724	0,486
484	3,933	0,12	0,4720	0,484
482	3,931	0,12	0,4717	0,482
480	3,928	0,12	0,4713	0,48
478	3,925	0,12	0,4710	0,478
476	3,922	0,12	0,4706	0,476
474	3,919	0,12	0,4702	0,474
472	3,916	0,12	0,4699	0,472
470	3,913	0,12	0,4695	0,47
468	3,910	0,12	0,4691	0,468
466	3,907	0,12	0,4688	0,466
464	3,903	0,12	0,4684	0,464
462	3,900	0,12	0,4680	0,462
460	3,897	0,12	0,4677	0,46

