

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat  
Waterdienst



## Validatie STEENTOETS2008

Onderzoeksprogramma  
Kennisleemtes Steenbekledingen

februari 2009

H4846

Ministerie van Verkeer en Waterstaat



Rijkswaterstaat

**Deltares**

Enabling Delta Life



Delft Hydraulics



Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat, Waterdienst

## Validatie Steentoets2008

Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen

ir M. Klein Breteler

Rapport

februari 2009



Opdrachtgever:	Rijkswaterstaat, Waterdienst (voorheen DWW)							
Titel:	Kennisleemtes Steenbekledingen Validatie STEENTOETS2008							
Samenvatting:								
<p>Ingevolge de Wet op de Waterkering dienen steenzettingen op waterkeringen vijfjaarlijks getoetst te worden. In de praktijk kan aan veel steenzettingen geen definitief toetsoordeel toegekend worden wegens een gebrek aan wetenschappelijke kennis.</p> <p>In 2003 is daarom door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart. Doel van dit programma is het reduceren van deze kennisleemtes teneinde te komen tot scherpere toetsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetsresultaten. In het kader van dit onderzoeksprogramma heeft dit verslag over STEENTOETS2008 betrekking op het deelonderzoek A1.1 "Ontwikkeling van nieuwe rekenmethodiek".</p> <p>Steenstoets2008 is een gecompliceerd rekenmodel waarin vele detailprocessen die relevant zijn voor de stabiliteit van steenzettingen zijn gekwantificeerd met formules. In het kader van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen is het aantal deelprocessen dat oorspronkelijk in het rekenmodel Steenstoets4.0 was opgenomen, fors uitgebreid.</p> <p>In dit onderzoek is Steenstoets2008 eerst gecalibreerd op resultaten van Deltagoetonderzoek. Vervolgens is een uitgebreide vergelijking gemaakt tussen de resultaten van het rekenmodel en de meetpunten uit Deltagoetonderzoek en uit het verleden.</p> <p>Verder zijn de trends gepresenteerd en vergeleken met die van Steenstoets4.0.</p> <p>Tenslotte is een veiligheidsbeschouwing uitgevoerd.</p>								
Referenties:			Overeenkomst DWW-3112					
			Contactpersoon Waterdienst: A. Bizzarri					
Ver	Auteur		Datum	Opmerk.	Review		Goedkeuring	
0	M. Klein Breteler		1-7-'08		B. Hofland		M.R.A van Gent	
1	M. Klein Breteler		15-11-'08		R. 't Hart		M.R.A van Gent	
2	M. Klein Breteler		24-2-'09		R. 't Hart		K.J. Bos	
Projectnummer:			H4846 / 1200193.002					
Trefwoorden:			Steenzettingen, dijkbekledingen					
Aantal bladzijden:			200					
Classificatie:			Geen					
Status:			Definitief					



## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Noodzakelijke aanpassingen op basis van vergelijking met Deltagootproeven.....</b>	<b>3</b>
2.1	Belastingduur tijdens de golfklap .....	4
2.2	Locatie van de golfklappen.....	7
2.3	Invloed van het niveau van de bovenste overgangs-constructie .....	11
2.4	Oplopende stabiliteit bij grote waarde van $\xi_{op}$ .....	13
2.4.1	Aantal golfklappen .....	14
2.4.2	Stijghoogtegradiënt in de golfklappen.....	16
2.4.3	Belastingduur tijdens golffront en golfklap .....	17
2.4.4	Helling van het stijghoogtefront.....	18
2.4.5	Consequenties van de wijzigingen .....	19
2.5	Oplopende stabiliteit bij grote waarde van $\xi_{op}$ voor steenzettingen met klemming.....	21
2.6	Basalt.....	23
2.7	Blokken op hun kant .....	27
2.8	Invloed van de belastingduur.....	27
2.9	Vilvoordse en Lessinische steen .....	31
2.10	Overgangsconstructies .....	32
2.11	Traagheid en toestroming bij klemming.....	35
2.12	Basalt zonder inwasmateriaal .....	36
2.13	Bekledingen met grote dikte.....	37
2.14	Havendammen .....	38
2.15	Overige wijzigingen.....	38
<b>3</b>	<b>Vergelijking van verbeterd rekenmodel met Deltagootproeven.....</b>	<b>41</b>
3.1	Steenzettingen die met het Black box model doorgerekend worden.....	41
3.2	Plat gezette betonblokken op een filter .....	43
3.3	Betonblokken op hun kant.....	44
3.4	Zuilen .....	44
3.5	Overige natuursteenbekledingen.....	45
3.6	Buitentalud havendammen .....	46
3.7	Kruin en binnentalud havendammen.....	46
3.8	Conclusie t.a.v. de vergelijking met Deltagootproeven.....	46

<b>4</b>	<b>Presentatie van de trends en vergelijking met Steentoets4.0.....</b>	<b>49</b>
4.1	Invloed van de brekerparameter .....	50
4.2	Invloed van de hoek van golfaanval .....	52
4.3	Invloed van de toplaagdikte .....	52
4.4	Invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie .....	53
4.5	Invloed van de taludhelling.....	53
4.6	Invloed van de belastingduur .....	54
4.7	Invloed van de dikte van de filterlaag.....	54
4.8	Invloed van de korrelgrootte van het filter.....	55
4.9	Invloed van het relatieve open oppervlak in de toplaag.....	55
4.10	Invloed van de lek lengte .....	56
4.11	Invloed van de soortelijke massa.....	57
4.12	Invloed van het niveau van het voorland .....	58
<b>5</b>	<b>Veiligheidscoëfficiënten voor toetsing en ontwerp.....</b>	<b>59</b>
<b>6</b>	<b>Samenvatting en conclusies.....</b>	<b>63</b>
<b>7</b>	<b>Referenties .....</b>	<b>67</b>

## **Bijlagen**

- A** Tabellen
- B** Figuren
- C** Veiligheidsbeschouwing
- D** Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen



## Symbolenlijst

$b$	= dikte van de filterlaag (m)
$B$	= blokbreedte (m)
$c_1, c_2$	= factoren, afhankelijk van het type steenzetting in verband met de invloed van de belastingduur (-)
$D$	= dikte van de toplaag (m)
$D_{f15}$	= korrelgrootte van het filter die door 15 gewichtsprocenten onderschreden wordt (m)
$f_s$	= invloedsfactor voor de belastingduur ten aanzien van de sterkte (-)
$f_{s,front}$	= invloedsfactor t.a.v. de sterkte bij een belasting door stijghoogtefronten (-)
$f_{s,klap}$	= invloedsfactor t.a.v. de sterkte bij een belasting door golfklappen (-)
$f_{lang}$	= invloedsfactor voor geklemde steenzettingen in verband met oplopende stabiliteit bij grote waarde van $\xi_{op}$ (-)
$f_{gt}$	= verhouding tussen de maximaal toelaatbare $H_s/\Delta D$ en de actuele (-).
$f_\beta$	= invloedsfactor voor de hoek van golfaanval (-)
$g$	= versnelling van de zwaartekracht ( $m/s^2$ )
$h$	= waterdiepte (m)
$H_s$	= significante golfhoogte (op basis van energie) (m)
$k$	= doorlatendheid van het filter (gelineariseerd) (m/s)
$k'$	= doorlatendheid van de toplaag (gelineariseerd) (m/s)
$L_{op}$	= $1,56T_p^2$ = diepwater golflengte op basis van $T_p$ (-)
$L$	= blok lengte (m)
$n$	= porositeit van het filter (-)
$N_{klap}$	= aantal golfklappen (-)
$N$	= totaal aantal golven (-)
$s_{op}$	= $H_s/(1,56T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van diepwater golflengte (-)
$s$	= spleetbreedte (m)
$t_o$	= belastingduur tijdens een golf (s)
$T_p$	= golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
$x_{\phi_{max}}$	= horizontale afstand van de snijlijn van de stilwaterlijn en het talud tot de locatie met grootste stijghoogte in de golfklap (punt 5 in Figuur 6 en punt 6 in Figuur 4) (m)
$\alpha$	= taludhelling ( $^\circ$ )
$\gamma$	= veiligheidsfactor (-)
$\Delta$	= $(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen (-)
$\phi_{wklap}$	= maximaal stijghoogteverschil tijdens een golfklap (m)
$\phi_{wmax}$	= stijghoogteverschil waarmee gerekend wordt (m)
$\Lambda$	= lek lengte (m)
$\xi_{op}$	= $\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(1,56T_p^2))}$ = brekerparameter (-)
$\theta_{k20-50\%f}$	= stijghoogtegradiënt aan de zeezijde van de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie ( $^\circ$ )
$\theta_{k50-80\%L}$	= stijghoogtegradiënt aan de landzijde van de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie ( $^\circ$ )
$\theta_f$	= helling van het stijghoogtefront (voordat de golfklap plaatsvindt) ( $^\circ$ )
$\rho_s$	= soortelijke massa van de stenen ( $kg/m^3$ )

- $\rho$  = soortelijke massa van water ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $\sigma_w$  = oppervlaktespanning van water (0,073 N/m)  
 $\Omega$  = relatief open oppervlak (%)

## Lijst van figuren

- Figuur 1 Steentoets2008 is gebaseerd op Excel
- Figuur 2 Belangrijkste verschillen tussen ANAMOS en Steentoets 4.0 enerzijds en Steentoets2008 anderzijds m.b.t. de meest gebruikte steenzettingen van zuilen op een filter.
- Figuur 3 Stabiliteit van al dan niet dichtgeslibde betonblokken (serie 4b en 4c)
- Figuur 4 Stijghoogteverloop in een golfklap van type 2 (zie Figuur 6 voor golfklaptype 1)
- Figuur 5 Stabiliteit van al dan niet dichtgeslibde betonblokken (serie 4b en 4c) in vergelijking tot Steentoets2008 voor en na de wijziging van de belastingduur
- Figuur 6 Geschematiseerd stijghoogteverloop op de toplaag tijdens de golfklap van type 1
- Figuur 7 Relatie tussen brekerparameter en locatie van de golfklap.
- Figuur 8 De locatie van het golffront
- Figuur 9 Dimensieloze locatie waar de golfklap (diepte van talud t.o.v. SWL) neerkomt als functie van de golfsteilheid.
- Figuur 10 Dimensieloze locatie waar de golfklap (afstand tot waterlijn) neerkomt als functie van de golfsteilheid.
- Figuur 11 Dimensieloze locatie waar de golfklap (afstand tot waterlijn) neerkomt als functie van de golfsteilheid.
- Figuur 12 Definitie van niveau van bovenste overgangsconstructie (Zb) in deze notitie (NB: in Steentoets is het gedefinieerd ten opzichte van NAP)
- Figuur 13 Resultaten van Deltagootproeven en berekeningen met Steentoets2008, gericht op de invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie (Zb) (NB: in Steentoets is het gedefinieerd ten opzichte van NAP)
- Figuur 14 Normaalkracht als functie van het niveau van de bovenste overgangsconstructie volgens de oorspronkelijke formule en de verbeterde formule ( $D = 0,3 \text{ m}$ ;  $\tan\alpha = 1/3,5$ ;  $x_{N=0} = -4 \text{ m}$ ).
- Figuur 15 Resultaten van Deltagootproeven en berekeningen met Steentoets2008 met aangepaste normaalkrachtformules
- Figuur 16 Relatieve aantal golfklappen en golffronten als functie van  $\xi_{op}/\tan\alpha = 1/\sqrt{s_{op}}$
- Figuur 17 Gemeten stijghoogte gradiënt aan de zeezijde van de golfklappen en de oude en nieuwe formule.
- Figuur 18 Helling van het stijghoogtefront (bij hoge fronten)
- Figuur 19 Helling van het stijghoogtefront (bij steile fronten)
- Figuur 20 Gemeten stabiliteit van Hydroblocks (met klemming) en berekende stabiliteit (zonder klemming)
- Figuur 21 Verloop van flang als functie van  $\xi_{op}$

- Figuur 22 Verloop van de stabiliteit als functie van  $\xi_{op}$  met meetpunten uit de Deltagoot met Hydroblocks
- Figuur 23 Resultaten van Deltagootproeven met basalt (in de legenda zijn ook de nummers van de proeven vermeld)
- Figuur 24 Verloop van de stabiliteit van basalt berekend met klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 25 Verloop van de stabiliteit van basalt berekend zonder klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 26 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant berekend met en zonder klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 27 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant berekend met en zonder klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 28 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant (koud tegen elkaar geplaatst), samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 29 Verloop van de stabiliteit van Basalton, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 30 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant (koud tegen elkaar geplaatst), samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 31 Verloop van de stabiliteit Basalton, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 32 Stabiliteit van blokken op een kant als functie van de belastingduur
- Figuur 33 Stabiliteit van Hydroblocks als functie van de belastingduur
- Figuur 34 Verloop van de stabiliteit Vilvoorde steen, opgevat als Noorse steen, samen met meetpunten uit de Deltagoot
- Figuur 35 Groot stijghoogteverschil en geringe normaalkracht in steenzetting vlak onder een overgangsconstructie
- Figuur 36 Invloed van niveau van overgangsconstructie op de stabiliteit (bekleding van zuilen)
- Figuur 37 Invloed van waterstand op de stabiliteit (bekleding van zuilen,  $H_s = 2$  m;  $T_p = 6$  s;  $\tan\alpha = 1/3,5$ ) bij verschillende horizontale afstanden tussen punt 7 en de overgangsconstructie. De overgangsconstructie ligt in deze berekeningen op NAP+3,0 m.
- Figuur 38 Stabiliteit van basalt en Hydroblocks met en zonder de invloed van toestroming en traagheid
- Figuur 39 Stabiliteit van basalt met en zonder inwasmateriaal, en toepassing van een correctiefactor op de stabiliteit
- Figuur 40 Stabiliteit van Basalton op het buitentalud van een havendam
- Figuur 41 Maximale stabiliteit voor loodrechte golfaanval.
- Figuur 42 Maximale stabiliteit voor loodrechte golfaanval (op basis van faalkans van 1%).

## Lijst van tabellen

Tabel 1	Eigenschappen van de steenzettingen
Tabel 2	Typen onzekerheden en bijbehorende partiële veiligheidsfactor
Tabel 3	Resulterende veiligheidsfactoren (nog niet opgenomen in Steentoets2008, versie 0.80)



# I Inleiding

Ingevolge de Wet op de Waterkering dienen steenzettingen op waterkeringen vijfjaarlijks getoetst te worden. In de praktijk kan aan veel steenzettingen geen definitief toetsoordeel toegekend worden wegens een gebrek aan wetenschappelijke kennis.

In 2003 is daarom door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart. Doel van dit programma is het reduceren van deze kennisleemtes teneinde te komen tot scherpere toetsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetsresultaten. In het kader van dit onderzoeksprogramma heeft dit verslag over STEENTOETS2008 betrekking op het deelonderzoek A1.1 “Ontwikkeling van nieuwe rekenmethodiek” (zie bijlage D).

Deze nieuw verworven kennis uit het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen is enerzijds vastgelegd in een groot aantal tussentijdse onderzoeksrapporten, maar moet uiteindelijk resulteren in herziening van de toets- en dimensioneringsmethode. De nieuwe kennis wordt enerzijds vastgelegd in een nieuwe versie van het Technische Rapport Steenzettingen en het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV). Anderzijds worden voor de praktijk deze op papier vastgelegde regels ondersteund door rekenmodellen.

Het rekenmodel STEENTOETS2008 is bedoeld als gebruiksvriendelijk gereedschap ter ondersteuning van het toetsen en ontwerpen van steenzettingen. In dit rekenmodel zijn de laatste inzichten zoals hiervoor genoemd verwerkt.

Het programma is ontwikkeld door Deltares in opdracht van Rijkswaterstaat, Waterdienst (voor 2008: respectievelijk WL | Delft Hydraulics en Dienst Weg- en Waterbouwkunde).

De technische details omtrent het programma zijn beschreven door Klein Breteler (2009).

Naam van dijkvak	vlaknummer	dwarsprofiel	Subvakgrenzen randw. & vlak van tot	aanlegjaar	schade in jaar	havendam? (blanco=dijk ja/blanko)	dijkorientatie (gr tov N)	voortland helling	niveau ondergrens (m NAP)	niveau bovengrens (m NAP)	helling tanz	segmentbreedte (alleen nodig als tanz=0) [m]	type onderlagen (filter, geotextiel, klei, etc)
Zuidermeerdiijk	1	12	2.4; 2.8	1966				-3	0.01	-0.5	0.2	0.25	13'ge kl
Zuidermeerdiijk	1	12	2.4; 2.8	1977	2001		50			3.5	0.3		11'kl
Zuidermeerdiijk	1	12	2.4; 2.8	1950	1997		50			5.2	5.2	0.3846	27.11'st ge kl
Zuidermeerdiijk	1	12	2.4; 2.8				50			5.3	8	0.04	11.1'kl
Zuidermeerdiijk	1	12	2.4; 2.8				50			5.3	8	0.25	17'kl
Noordermeerdiijk	2	11	12.1; 13				-20	-2	0	0.1	2	0.2375	28.3'st my kl
Noordermeerdiijk	2	11	12.1; 13				-20			5	0.3333		27.1'st ge kl
Noordermeerdiijk	2	11	12.1; 13				-20			5	0.2308		28'st ge
Havendam	3	3	47; 48				30	-1	0.02	0	3	0.2	11.4'ge kl
Havendam	3	3	47; 48				30	-1	0.02	3	4.5	0.3	26.02'st ge kl
Havendam	3	3	47; 48				30	-1	0.02	4.5	5	0.25	27.31'rv
Havendam	3	3	47; 48				30	-1	0.02	5	5	0	11.4'kl
Havendam	3	3	47; 48				30	-1	0.02	1.5	5	-0.3	27.2'gr ge kl

Figuur 1 Steentoets2008 is gebaseerd op Excel

In het onderhavige verslag is de validatie van het programma beschreven. Nadat het programma in 2007 is gereedgekomen conform de specificaties van een gebruikersgroep en met de formules die afgeleid zijn in het recente onderzoek, is in deze validatie eerst gekeken of de resultaten overeenkomen met de resultaten van modelonderzoek. In hoofdstuk 2 is te zien dat er aanvankelijk grote verschillen waren tussen de resultaten van Steentoets2008 en de metingen uit de Deltagoot. Stap voor stap is beschreven welke wijzigingen nodig waren om een goede overeenstemming te bereiken.

In hoofdstuk 3 is een vergelijking getoond tussen het verbeterde rekenmodel en de resultaten van grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot.

Vervolgens is in hoofdstuk 4 een overzicht gegeven van de trends volgens het rekenmodel en die zijn vergeleken met Steentoets4.0. Laatstgenoemde rekenmodel is gebaseerd op de onderzoeksresultaten uit de 80-er en 90-er jaren en bevat onder andere het rekenmodel ANAMOS. Dit is tot en met 2008 het gangbare toetsinstrument voor steenzettingen geweest. De belangrijkste verschillen tussen de oude software en de nieuwe is voor de meest gebruikte steenzettingen van zuilen op een filterlaag schematisch weergegeven in Figuur 2.

In hoofdstuk 5 is een samenvatting gegeven van het onderzoek van D.J. Peters (Royal Haskoning) dat geresulteerd heeft in veiligheidscoëfficiënten. De afleiding van de veiligheidscoëfficiënten is gegeven in bijlage C. Deze veiligheidscoëfficiënten zouden in principe kunnen worden toegepast in combinatie met Steentoets2008, maar tijdens het project is in overleg met de opdrachtgever besloten dit nu nog niet te doen. Dit zou een trendbreuk met het verleden inhouden, en daarover is eerst een brede discussie gewenst.

De validatie is volledig geconcentreerd op de stabiliteit van de toplaag.

Dit onderzoek is gestart met Steentoets2008 versie 0.20. Na diverse verbeteringen is Steentoets2008 versie 0.80 opgeleverd bij de oplevering van dit verslag. Die laatste is nog steeds een  $\beta$ -versie die nog niet bij reguliere toetsingen gebruikt mag worden. Pas vanaf versie 1.00 zal het een bruikbaar toetsinstrument zijn.

<b>BELASTING</b>	<b>STERKTE</b>	
<b>Stijghoogtefront</b>	<b>Eigengewicht van blokken</b>	<b>ANAMOS en</b>
<b>Leklengte theorie</b>	<b>Wrijving van los blok</b>	<b>STEENTOETS 4.0</b>
<b>Golfklappen</b>	<b>Klemming</b>	
<b>Belastingduur</b>		
<b>Scheve golfaanval</b>		
<b>Lange golven</b>	<b>STEENTOETS2008</b>	

Figuur 2 Belangrijkste verschillen tussen ANAMOS en Steentoets 4.0 enerzijds en Steentoets2008 anderzijds m.b.t. de meest gebruikte steenzettingen van zuilen op een filter.



## 2 Noodzakelijke aanpassingen op basis van vergelijking met Deltagootproeven

Als eerste onderdeel van de validatie is gekeken of de trends in de rekenresultaten overeenkomen met de verwachtingen en of de rekenresultaten overeenkomen met de beschikbare metingen uit grootschalig modelonderzoek. Met de trends wordt bedoeld het verband tussen een invoerparameter en het resultaat van de berekeningen. Dit kan bijvoorbeeld de variatie van de maximaal toelaatbare golfhoogte zijn (die nog net leidt tot 'goed' als toetsresultaat van de toplaagstabiliteit) als functie van de taludhelling.

Dit heeft geleid tot de constatering dat het programma op heel veel fronten aangepast moet worden. Onderstaand zijn al deze aspecten geïdentificeerd en is aangegeven met welke aanpassing in het rekenmodel er wel goede resultaten verkregen worden.

Steeds is een aspect uitgelicht en zijn eventuele noodzakelijke aanpassingen doorgevoerd, waarna het volgende aspect is beoordeeld. Op deze wijze is het programma geleidelijk geëvolueerd tot een goed bruikbaar rekenmodel dat overeenkomt met de verwachte trends en de resultaten van Deltagootonderzoek.

Dit is uiteindelijk geverifieerd met alle beschikbare grootschalige modelonderzoeken (hoofdstuk 3) en aan de hand van een analyse van de trends en vergelijking met Steentoets4.0 (zie hoofdstuk 4).

Het gaat in deze validatie vooral om steenzettingen op een filterlaag, omdat juist voor dit type steenzettingen de formules aanzienlijk zijn gewijzigd ten opzichte van Steentoets4.0.

In onderstaande paragrafen zijn de proefresultaten samen met de rekenresultaten in  $H_s/\Delta D$ - $\xi_{op}$  figuren gepresenteerd. Hierbij zijn onder andere de volgende parameters gebruikt:

$H_s$  = significante golfhoogte (op basis van inkomende energie) (m)

$D$  = dikte van de toplaag (m)

$\Delta$  =  $(\rho_s - \rho)/\rho$  = relatieve soortelijke massa van de stenen (-)

$\rho_s$  = soortelijke massa van de stenen ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho$  = soortelijke massa van water ( $\text{kg/m}^3$ )

$\xi_{op}$  =  $\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(1,56T_p^2))}$  = brekerparameter (-)

$s_{op}$  =  $H_s/(1,56T_p^2)$  = golfsteilheid op basis van diepwater golf lengte (-)

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

$\alpha$  = taludhelling ( $^\circ$ )

$g$  = versnelling van de zwaartekracht ( $\text{m/s}^2$ )

Voor de selectie van de proeven is gelet op de volgende schadecategoriën:

- de grootste golfhoogte ( $H_s$ ) waarbij een verplaatsing van een blok ten opzichte van een naastliggend blok kleiner dan 10 % van de dikte van de blok optrad
- de kleinste golfhoogte ( $H_s$ ) waarbij een verplaatsing van een blok ten opzichte van een naastliggend blok tussen 10% en 20% van de dikte van het blok optrad
- de kleinste golfhoogte ( $H_s$ ) waarbij een verplaatsing van een blok ten opzichte van een naastliggend blok tussen 20% en 50% van de dikte van het blok optrad

d) de kleinste golfhoogte ( $H_s$ ) waarbij een verplaatsing van een blok ten opzichte van een naastliggend blok groter dan 50% van de dikte van het blok optrad (meestal is het blok dan door de golven geheel uit de bekleding gelicht)

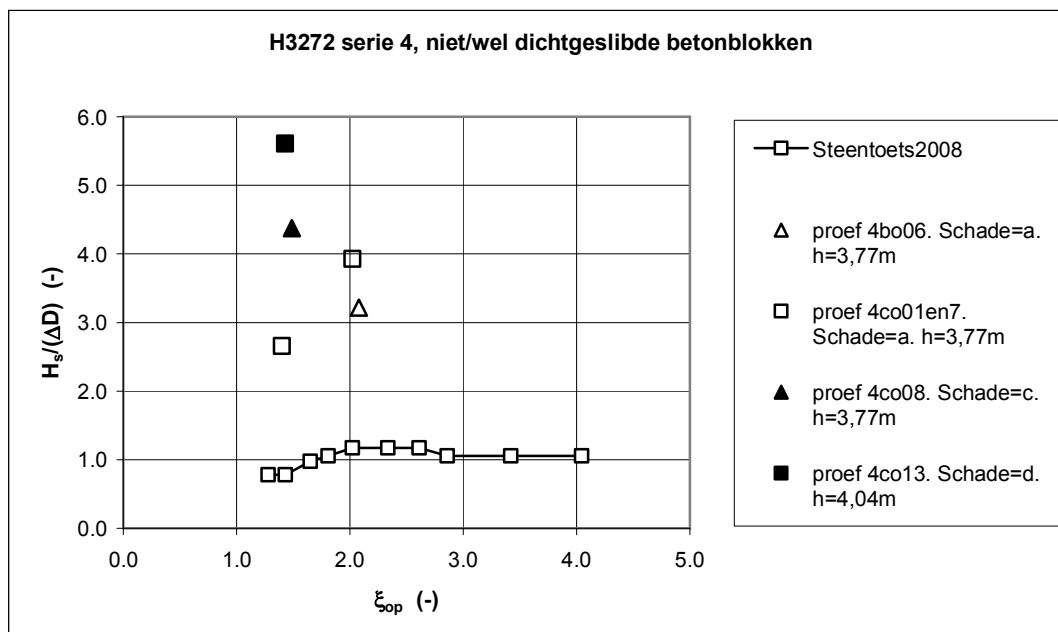
De rekenresultaten, die in dit verslag gepresenteerd zijn, komen overeen met de grootste golfhoogte waarbij de toplaag nog net het toetsresultaat 'goed' krijgt. In het ideale geval zou dit overeen moeten komen met de proefresultaten uit de schadecategorie c.

Deze rekenresultaten zijn in de  $H_s/(\Delta D)$ - $\xi_{op}$  figuren weergegeven in de vorm van lijnen. Ter vergelijking zijn in de figuren punten getekend van de meetresultaten uit Deltagoot-onderzoek. Hierbij is de volgende systematiek gehanteerd:

- open symbolen: schadecategorie a en b
- dichte symbolen: schadecategorie c en d
- symbolen en lijnen van dezelfde kleur horen bij elkaar.

## 2.1 Belastingduur tijdens de golfklap

De eerste vergelijking tussen Steentoets2008 en Deltagootproeven is uitgevoerd met een steenzetting zonder klemming op een filterlaag. Voor dit type steenzettingen wordt de stabiliteit bepaald door het stijghoogteverschil (afhankelijk van de lek lengte en de belasting op het talud als gevolg van golffronten en golfklappen) en de sterkte van de steenzetting (met name de dikte en de soortelijke massa van de toplaag).



Figuur 3 Stabiliteit van al dan niet dichtgeslibde betonblokken (serie 4b en 4c)

Voor deze eerste vergelijking zijn enkele proeven geselecteerd uit het onderzoek van Smith e.a. (2000). Het betreft een modelonderzoek met betonblokken op een dunne uitvulling op mijnsteen. In Tabel 1 zijn de belangrijkste eigenschappen van de steenzettingen naast elkaar gezet. In de tabel zijn onder andere de volgende symbolen gebruikt:

b = dikte van de filterlaag (m)

$D_{f15}$  = korrelgrootte van het filter die door 15 gewichtsprocenten onderschreden wordt

(m)

$\Omega$  = relatief open oppervlak (%)

serie	uitvullaag		toplaag					slib in voegen
	b	$D_{f15}$	D	$\Delta$	spleetbreedte		$\Omega$	
					stoot-voeg	langs-voeg		
m	mm	m	-	mm	mm	%		
4b	0,05	2,8	0,20	1,337	1,8	1,8	0,8	-
4c	0,05	2,8	0,20	1,337	1,8	1,8	0,8	slib

Tabel 1 Eigenschappen van de steenzettingen (zonder klemming)

De vermelde spleetbreedten zijn de geschatte waarden inclusief inbouw-onnauwkeurigheid.

Enkele resultaten van de proeven zijn gegeven in Figuur 3.

Uit de figuur blijkt een groot verschil tussen de rekenresultaten en de metingen.

Deze steenzetting heeft volgens Steentoets een lek lengte van  $\Lambda = 0,33$  m. Deze is als volgt gedefinieerd:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{bDk}{k'}} \quad (2.1)$$

met:

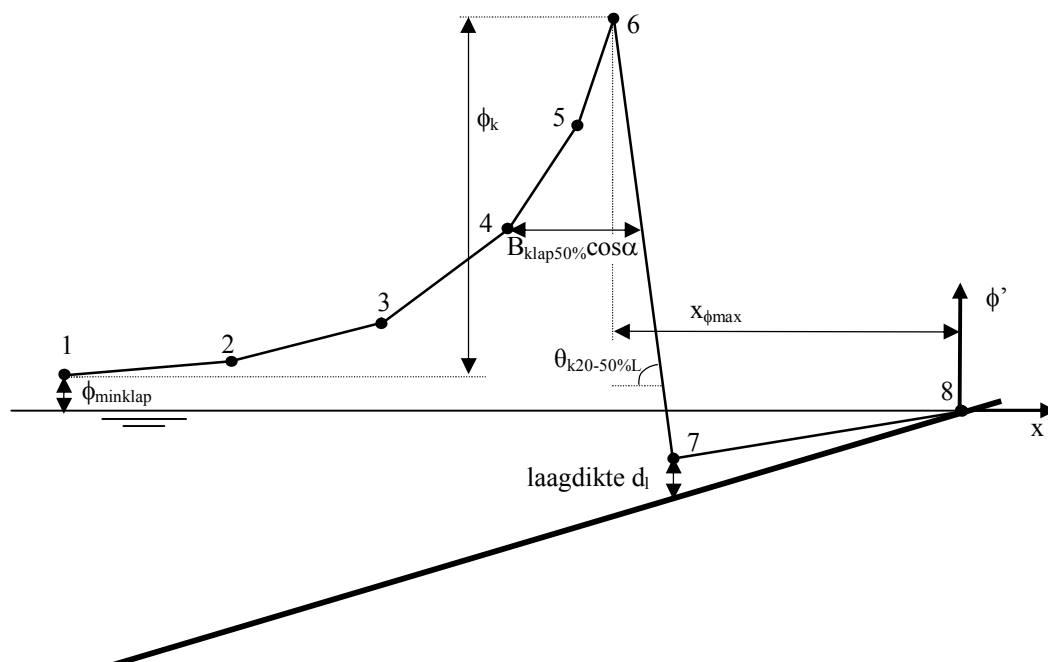
$\Lambda$  = lek lengte (m)

b = dikte van de filterlaag (m)

D = dikte van de toplaag (m)

k = doorlatendheid van het filter (gelineariseerd) (m/s)

$k'$  = doorlatendheid van de toplaag (gelineariseerd) (m/s)



Figuur 4 Stijghoogteverloop in een golfklap van type 2 (zie Figuur 6 voor golfklaptype 1)

Omdat er sprake is van rechthoekige betonblokken wordt er niet gerekend met klemming. In het rekenmodel wordt er gerekend met 5 belastinggevallen (Klein Breteler 2009):

- zeezijde van golfklaptype 1
- landzijde van golfklaptype 1
- landzijde van golfklaptype 2
- hoog stijghoogtefront
- steil stijghoogtefront

Het stijghoogteverschil als gevolg van de golfklappen is volgens Steentoets in deze berekeningen 2 à 3 keer zo groot als tijdens de stijghoogtefronten. Meestal is in de berekeningen het stijghoogteverschil bij de golfklap van het type 2 (zie Figuur 4) het grootste en is dan ongeveer 0,3 m. Dit is opmerkelijk weinig groter dan het eigengewicht van de steenzetting:  $\Delta D = 0,26$  m.

Nu er gerekend wordt met golfklappen is het stijghoogteverschil dus aanzienlijk hoger dan in de oude ANAMOS en Steentoets4.0, terwijl dit type steenzetting geen grotere sterkte krijgt als gevolg van klemming. Daardoor pakt de stabiliteit volgens Steentoets2008 veel lager uit dan voorheen met ANAMOS.

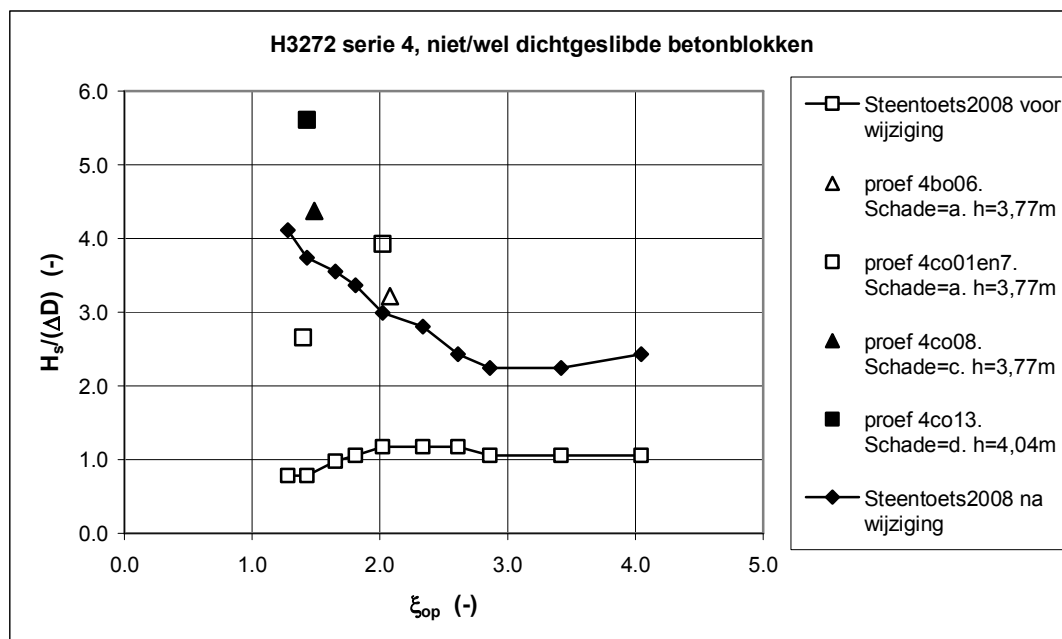
Uit de tussenresultaten die het rekenmodel produceert, is geconstateerd dat er bij een vrij klein stijghoogteverschil (maar weinig groter dan het eigengewicht) al instabiliteit optreedt. Dit is een gevolg van de vrij grote belastingduur (duur van het opwaartse stijghoogteverschil in elke golf), ook tijdens golfklappen. Het is namelijk niet logisch dat de vrij kortdurende golfklappen in staat zijn om bij deze grote betonblokken een substantiële beweging te veroorzaken. Daarom is de formule voor de belastingduur tijdens golfklappen aangepast.

Voor het berekenen van de stabiliteit van het losse blok werd tot nu toe uit de 3 golfklapbelastingen en 2 golffronten de grootste waarde van het stijghoogteverschil gekozen. Daarmee werd eerst gekeken of er blokbeweging optreedt bij een golf gelijk aan  $H_s$  en vervolgens werd gekeken of er meer dan 0,1D blokbeweging optreedt bij een extreme golf. Dit is ongeveer gelijk aan de methode in ANAMOS en Steentoets4.0 (alleen de golfklappen zijn toegevoegd). Het levert echter als probleem dat golfklappen doorgerekend worden met een relatief grote belastingduur, en dat is niet realistisch. Deze methode is als volgt aangepast:

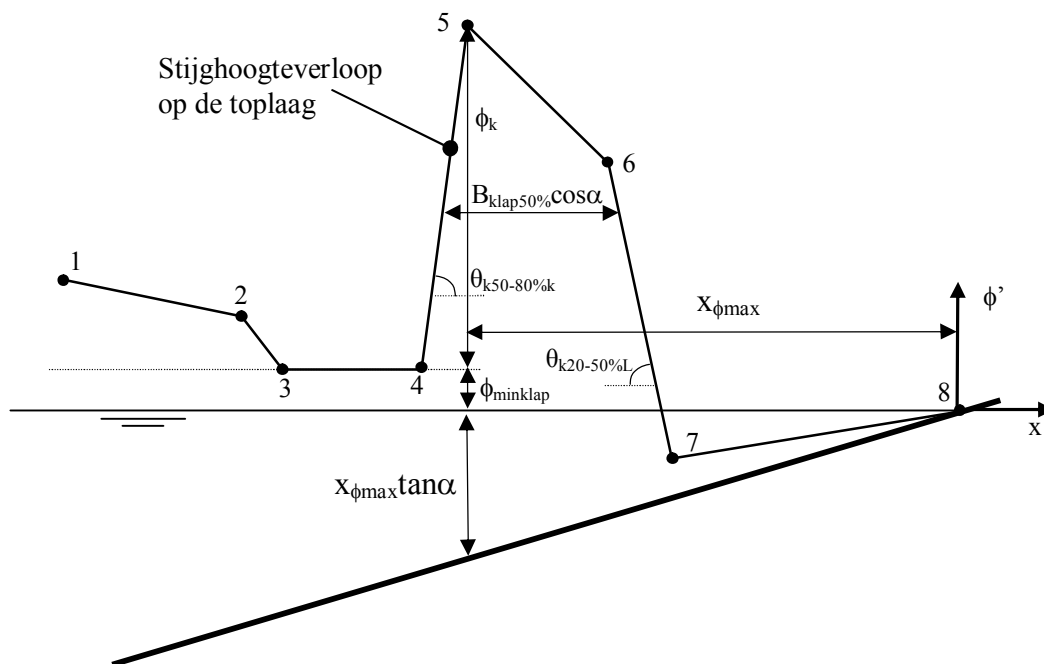
- De controle of er blokbeweging optreedt bij een golf gelijk aan  $H_s$  wordt alleen uitgevoerd voor de golffronten.
- De controle of er 0,1D aan blokbeweging optreedt bij een extreme golf wordt eerst uitgevoerd voor de golffronten, en daarna voor de golfklappen. Bij het doorrekenen van de golfklappen wordt er gewerkt met een aangepaste belastingduur (uit Klein Breteler e.a. 2006):

$$t_0 = 0,0018T_p \left( \frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{0,2} \quad (2.2)$$

In Figuur 5 is te zien dat deze aanpassing een grote verbetering is, want de stabiliteit volgens het rekenmodel is nu veel hoger en ligt in de buurt van de stabiliteit volgens de Deltagootproeven.



Figuur 5 Stabiliteit van al dan niet dichtgeslibde betonblokken (serie 4b en 4c) in vergelijking tot Steentoets2008 voor en na de wijziging van de belastingduur



Figuur 6 Geschematiseerd stijghoogteverloop op de topklaag tijdens de golfklap van type 1

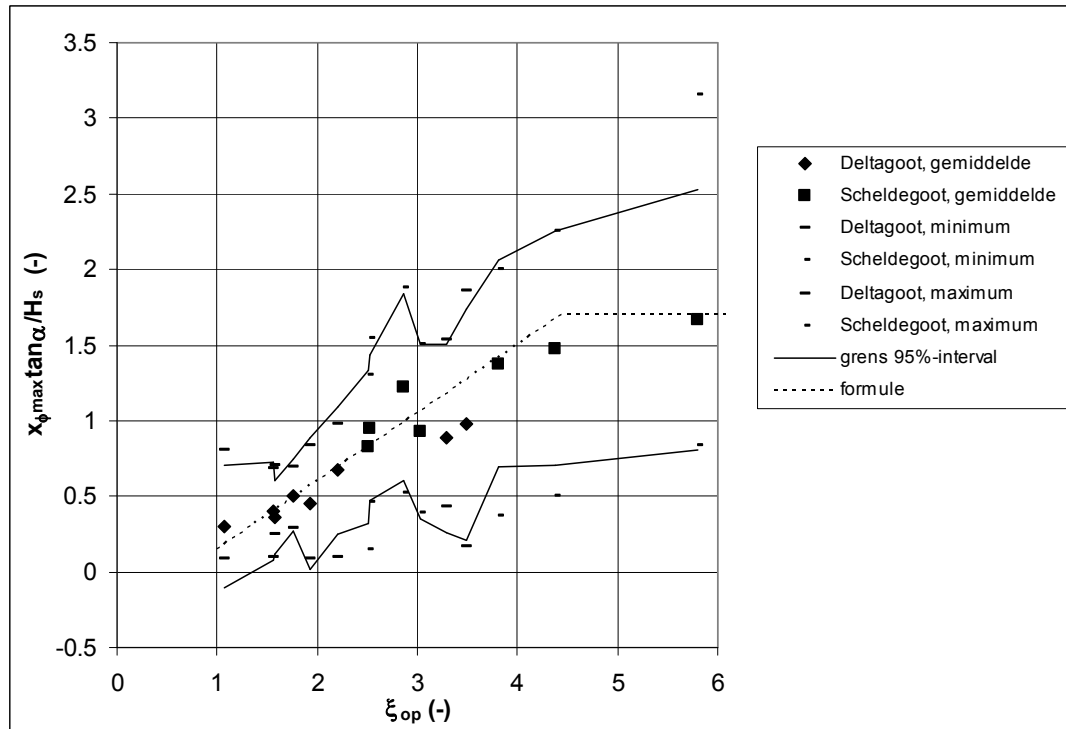
## 2.2 Locatie van de golfklappen

Tijdens het ontwikkelen van Steentoets2008 zijn een aantal formules uit metingen afgeleid waarmee de belasting op de topklaag gekwantificeerd is (Klein Breteler en van der Werf, 2006a). Een van die formules betreft de locatie van de karakteristieke golfklappen:

$$\frac{x_{\phi \max} \tan \alpha}{H_s} = \min \{ 0,45 \xi_{op} - 0,3 ; 1,7 \} \quad \text{voor } 1 \leq \xi_{op} < 6 \quad (2.3)$$

met:

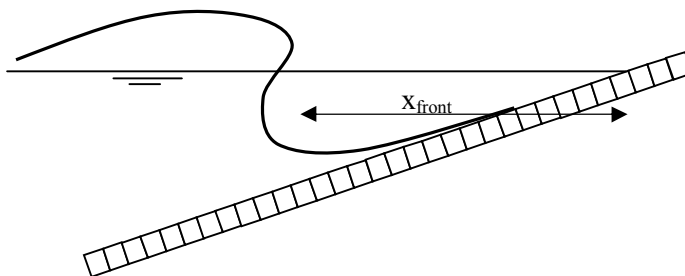
$x_{\phi \max}$  = horizontale afstand van de snijlijn van de stilwaterlijn en het talud tot de locatie met grootste stijghoogte in de golfklap (punt 5 in Figuur 6 en punt 6 in Figuur 4) (m)



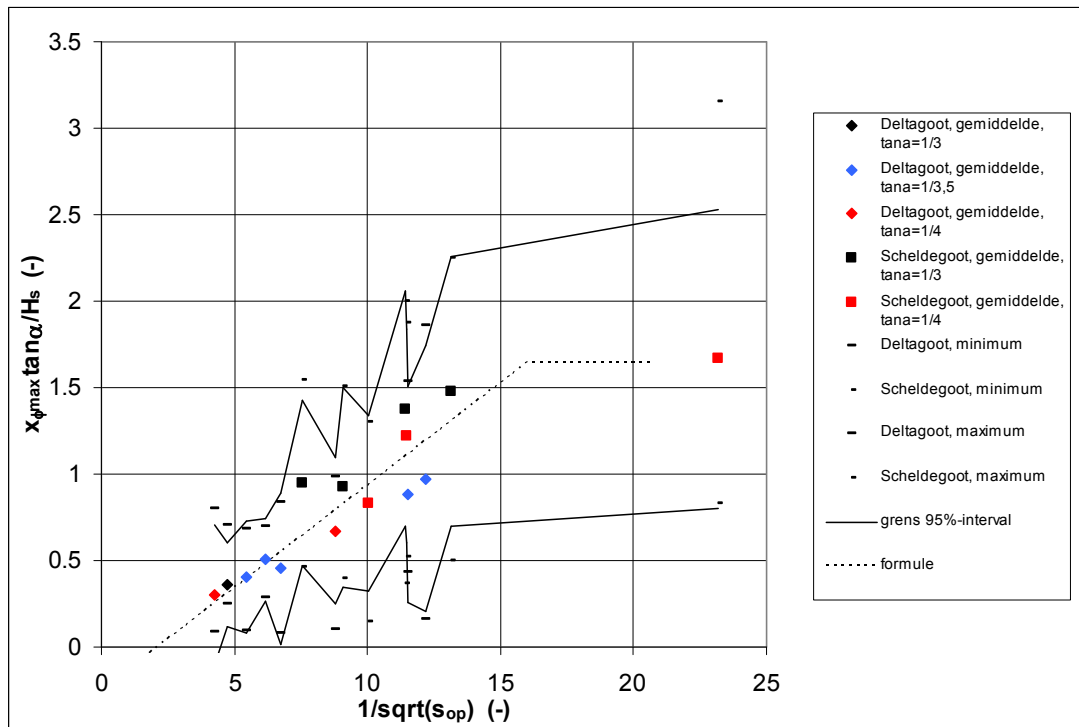
Figuur 7 Relatie tussen brekerparameter en locatie van de golfklap.

In Figuur 7 is te zien dat deze formule vrij goed aansluit op de beschikbare metingen. In de figuur is de gemiddelde locatie van de grootste eenderde deel van de golfklappen gegeven, maar ook de uiterste locaties en het 95% interval.

Bij het gebruiken van deze formule is echter opgevallen dat de invloed van de taludhelling in deze formule vrij onlogisch is. Als het talud steiler wordt, neemt de waarde van  $x_{\phi \max}$  toe, hetgeen betekent dat de golfklappen verder van de waterlijn af neerkomen. Men zou echter verwachten dat bij een steiler talud de golfklappen juist dichterbij de waterlijn neerkomen. Zo komt ook de locatie van het stijghoogtefront, vlak voor dat de golfklap plaatsvindt (zie Figuur 8), steeds dichterbij de waterlijn te liggen als het talud steiler wordt (Klein Breteler en van der Werf, 2006a).



Figuur 8 De locatie van het golffront



Figuur 9 Dimensieloze locatie waar de golfklap (diepte van talud t.o.v. SWL) neerkomt als functie van de golfsteilheid.

Gezien de onlogisch invloed van de taludhelling op de golfklaplocatie in de formule, zijn de metingen opnieuw bekeken. Door de metingen niet uit te zetten tegen  $\xi_{op}$ , maar tegen de golfsteilheid  $s_{op}$ , kan beter de invloed van de taludhelling geanalyseerd worden. Het resultaat is in Figuur 9 en Figuur 10 weergegeven, waarbij op de horizontale as  $1/\sqrt{s_{op}}$  is gezet, zodat de Figuur goed te vergelijken is met Figuur 7.

In Figuur 9 is op de verticale as de dimensieloze diepte van de plaats waar de golfklap neerkomt gegeven:  $x_{\phi_{max}} \tan \alpha / H_s$ . Omdat deze diepte de meest relevante parameter zou kunnen zijn, was dit ook gebruikt in Figuur 7.

Het blijkt echter dat Figuur 10, met  $x_{\phi_{max}} / H_s$  op de verticale as, minder spreiding laat zien. In de Figuur is de volgende formule getekend:

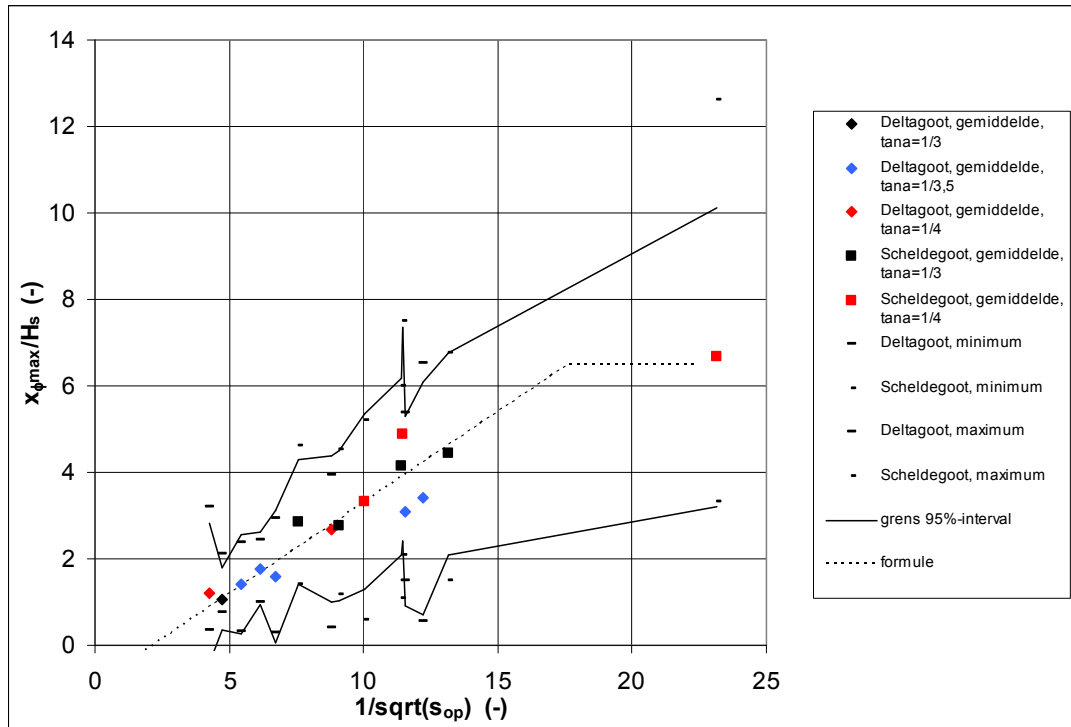
$$\frac{x_{\phi_{max}}}{H_s} = \min \left\{ \frac{0,42}{\sqrt{s_{op}}} - 0,9; 6,5 \right\} \text{ voor } 1 \leq \xi_{op} < 6 \quad (2.4)$$

Hieruit blijkt dat er helemaal geen invloed is van de taludhelling. Onafhankelijk van de taludhelling komt de golfklap steeds op dezelfde afstand van de waterlijn op het talud neer.

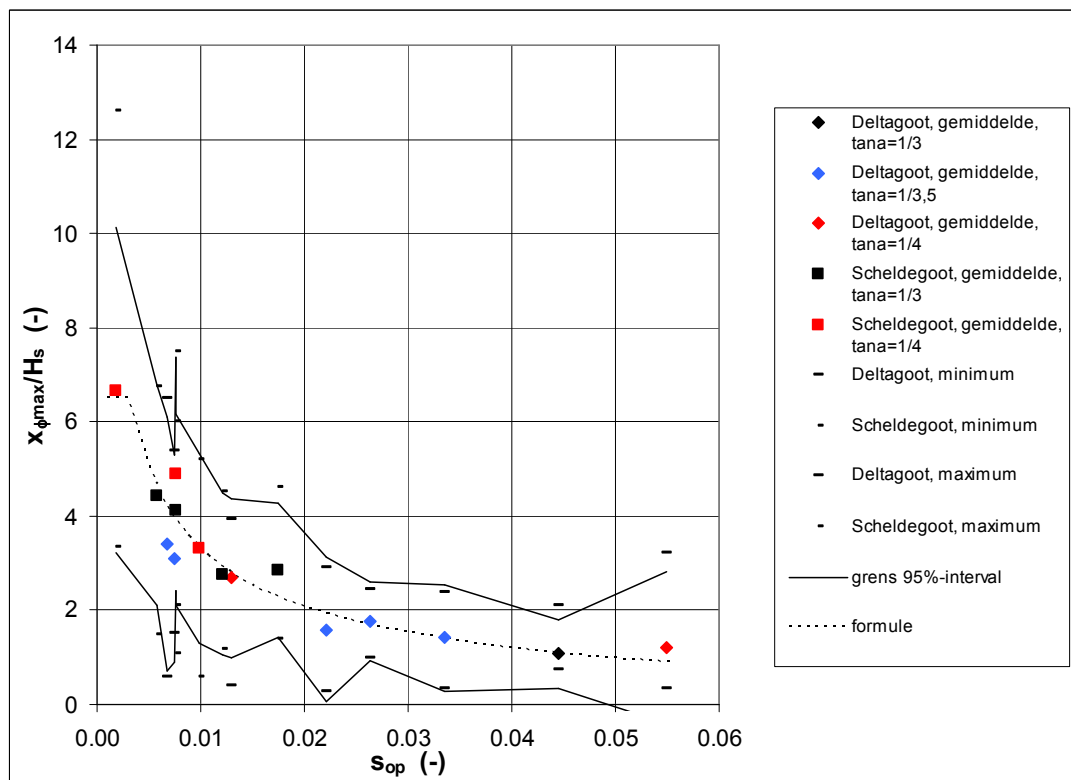
Deze conclusie is ook in overeenstemming met de metingen met regelmatige golven die gepresenteerd zijn in de rapportage van Derks en Klein Breteler (1992).

Wel moet opgemerkt worden dat er alleen metingen beschikbaar zijn in een vrij kleine range van taludhellingen, namelijk van 1:3 tot 1:4. Als meer metingen beschikbaar komen, kan deze conclusie nader verfijnd worden.

In Figuur 11 is tenslotte de dimensieloze golfklaplocatie als functie van de golfsteilheid gegeven, inclusief bovenstaande formule.



Figuur 10 Dimensieloze locatie waar de golfklap (afstand tot waterlijn) neerkomt als functie van de golfsteilheid.

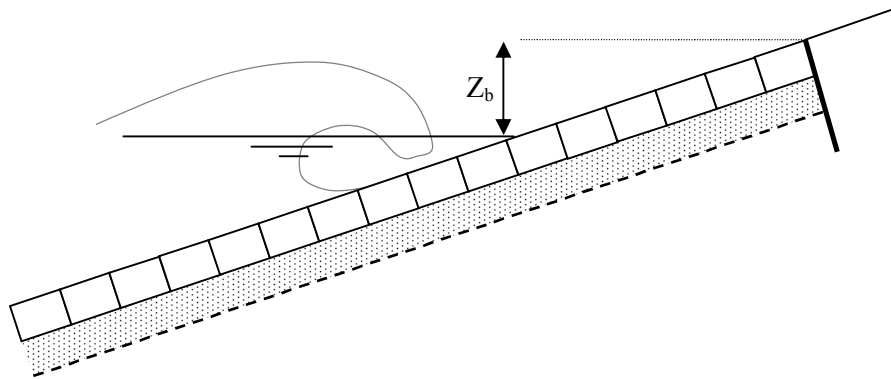


Figuur 11 Dimensieloze locatie waar de golfklap (afstand tot waterlijn) neerkomt als functie van de golfsteilheid.

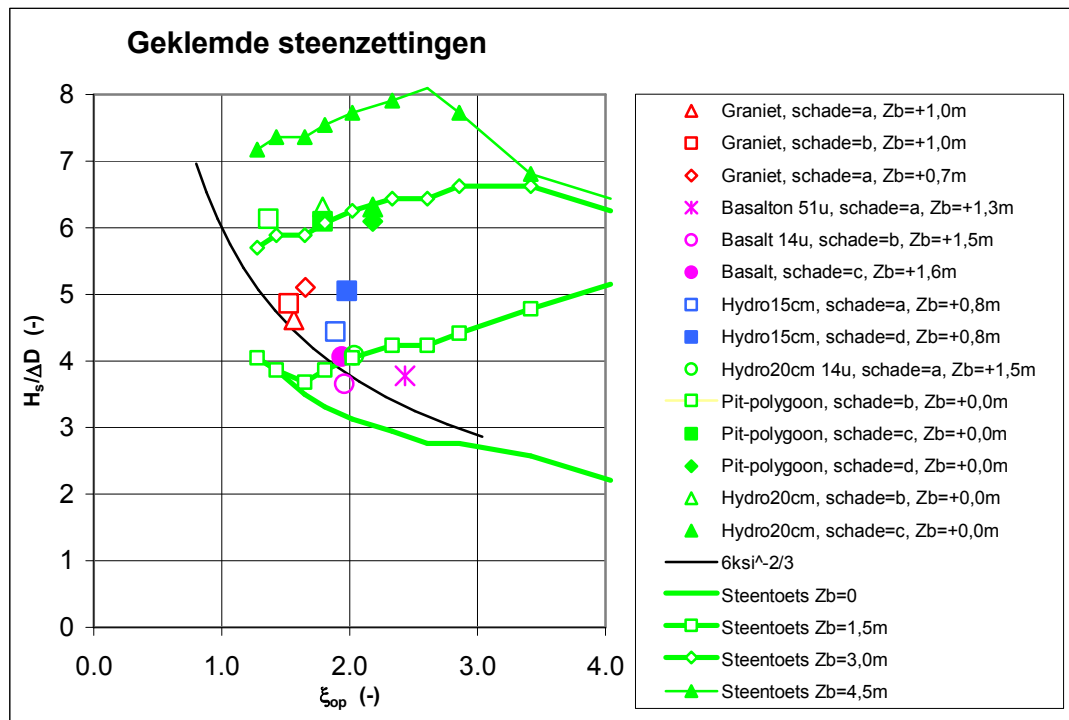


## 2.3 Invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie

In de klemmingmodule van het rekenmodel is de grootte van de klemming vrij sterk afhankelijk van het aantal rijen stenen boven de meest aangevallen locatie. Deze geven een normaalkracht in de steenzetting die essentieel is voor het ontwikkelen van klemming. Dat maakt dat het niveau van de bovenste overgangsconstructie ( $Z_b$ , zie Figuur 12) belangrijk is voor de grootte van de klemming en dus voor de stabiliteit van een geklemde steenzetting (zoals Basalton).



Figuur 12 Definitie van niveau van bovenste overgangsconstructie ( $Z_b$ ) in deze notitie (NB: in Steentoets is het gedefinieerd ten opzichte van NAP)



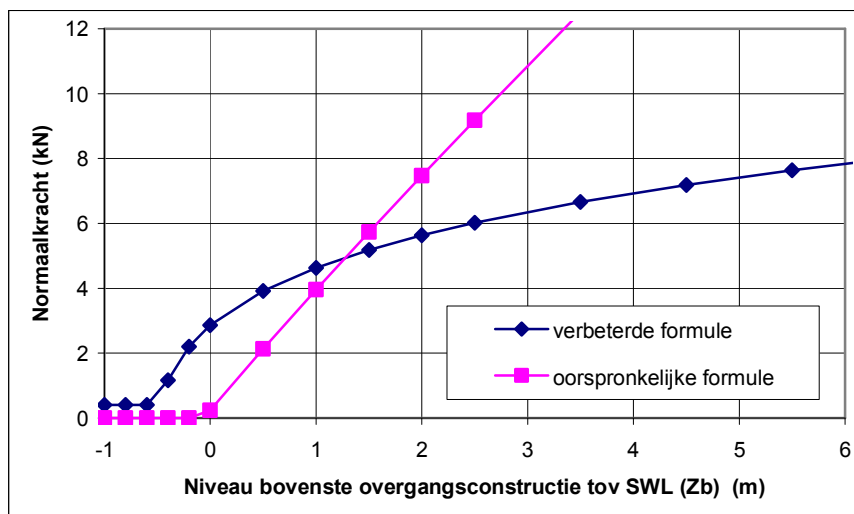
Figuur 13 Resultaten van Deltagootproeven en berekeningen met Steentoets2008, gericht op de invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie ( $Z_b$ ) (NB: in Steentoets is het gedefinieerd ten opzichte van NAP)

Er zijn berekeningen uitgevoerd met Steentoets2008 met diverse waarden van de brekerparameter en de hoogte van de bovenste overgangsconstructie. De resultaten van de berekeningen zijn samen met metingen gegeven in Figuur 13. In deze figuur zijn de meetpunten afkomstig van de volgende onderzoeken (zie ook Tabel A7 en A8 in bijlage A):

- Basalton: langeduurproeven (Klein Breteler en Eysink, 2005)
- basalt: langeduurproeven (Klein Breteler en Eysink, 2005)
- Hydro15: proeven op Hydroblocks (Klein Breteler en Eysink, 2005)
- Hydro20 met  $Z_b = 1,5$  m: proeven op Hydroblocks (Klein Breteler en Eysink, 2005)
- Pit-polygoon: proeven op Pit-polygoonzuilen (Wouters, 1998)
- Hydro20 met  $Z_b = 0,0$  m: proeven op Hydroblocks (Wouters, 1998)
- Graniet: serie 4 uit Deltagootproeven van 1997 (Smith, Wouters en Klein Breteler, 2000)

Al deze bekledingen hebben volgens de oude Steentoets4.0 en ANAMOS ongeveer een vergelijkbare stabiliteit. Ze zijn allemaal goed tot zeer goed geklemd en hebben een vrij grote topklaagdoorlatendheid, waardoor de stabiliteit volgens de oude rekenmodellen overeenkomt met de 6-ksi-regel (dunne zwarte lijn in Figuur 13).

In de figuur is te zien dat er een grote invloed is van  $Z_b$  volgens Steentoets2008, die echter niet terug te vinden is in de meetresultaten. Bovendien lijkt het onwaarschijnlijk dat met het steeds verder toenemen van  $Z_b$  ook de stabiliteit alsmaar blijft toenemen. Voor  $Z_b = 0$  is er volgens het rekenmodel overigens vrijwel geen of geen klemming.



Figuur 14 Normalkracht als functie van het niveau van de bovenste overgangsconstructie volgens de oorspronkelijke formule en de verbeterde formule ( $D = 0,3$  m;  $\tan\alpha = 1/3,5$ ;  $x_{N=0} = -4$  m).

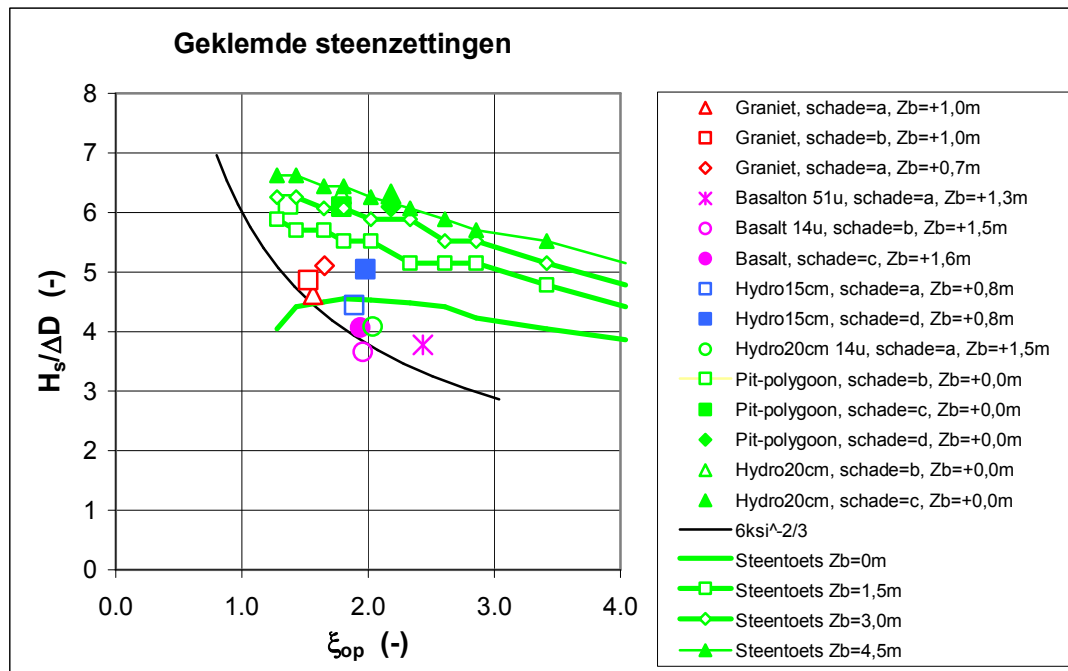
Daarom is het rekenmodel aangepast, waarbij de invloed van  $Z_b$  vooral sterk verkleind is bij de wat grotere waarden van  $Z_b$ . In de formule wordt gerekend met de verticale afstand tussen de bovenste overgangsconstructie en het zwaarst aangevallen niveau.

Het aanvankelijk lineaire verband tussen de normalkracht en deze verticale afstand is vervangen door een functie met een macht van 0,2, mits de verticale afstand tussen het zwaarst aangevallen punt en de bovenste overgangsconstructie groter is dan  $4D$ . Als deze afstand kleiner is, is er nog wel een lineair verband (voor formules zie paragraaf 5.13.4 van de documentatie; Klein Breteler 2009). Dit is te zien in Figuur 14.

Daarnaast is er een minimale normaalkracht geïntroduceerd. Men kan namelijk verwachten dat er altijd wel wat normaalkracht in de steenzetting zit, al was het maar in horizontale richting of door een paar naastliggende blokken in de rij erboven. De minimale normaalkracht is gesteld op  $\rho g \Delta D^2 \tan \alpha$ .

De consequenties van deze aanpassing zijn te zien in Figuur 15.

Deze aanpassing is arbitrair gekozen omdat er onvoldoende metingen zijn om dit op te baseren. De formules zijn zo gekozen dat de resulterende trend overeenkomt met de verwachtingen.



Figuur 15 Resultaten van Deltagootproeven en berekeningen met Steentoets2008 met aangepaste normaalkrachtformules

Bij het aanpassen van Steentoets2008 is steeds getracht dit te doen op basis van fysisch inzicht en kwantitatieve gegevens uit modelonderzoek. Bij de aanpassing van de normaalkrachtsformules is vooral fysisch inzicht gebruikt, namelijk dat de invloed van de hoogte van de bovenste overgangsconstructie geleidelijk minder moet worden naarmate deze hoger komt te liggen. Dit aspect is opgenomen in de formules, zonder dat er kwantitatieve gegevens zijn om de mate waarin deze invloed afneemt te kunnen ondersteunen. Binnen het tijdsbestek van dit project is het helaas niet mogelijk om alle wijzigingen voldoende te onderbouwen.

Voor een aantal aspecten van ANAMOS en Steentoets4.0 was dit overigens niet anders.

## 2.4 Oplopende stabiliteit bij grote waarde van $\xi_{op}$

In het onderzoek van Klein Breteler e.a. (2006) is vastgesteld dat steenzettingen met korte leklengte beter bestand zijn tegen relatief lange golven ( $\xi_{op} \gg 2$ ) dan relatief korte golven. In een Figuur met  $H_s/\Delta D$  bij bezwijken op de verticale as en de  $\xi_{op}$  op de horizontale as komt dit tot uiting in een van links naar rechts eerste dalende trend en daarna oplopende

trend (zie bv. Figuur 20). Dit is destijds verklaard met de constatering dat bij relatieve lange golven er veel minder golfklappen optreden en deze ook minder heftig zijn.

De genoemde trend is met name van belang voor relatief open steenzettingen, want die zijn gevoelig voor golfklappen. Bij relatief dichte steenzettingen (rechthoekige blokken met smalle spleten) is meestal het golffront maatgevend, en dat wordt bij een oplopende waarde van  $\xi_{op}$  eerder groter dan kleiner. Bij het toenemen van de  $\xi_{op}$  wordt de diepte en hoogte van het front steeds groter, totdat een maximum bereikt is bij  $\xi_{op} \approx 4$ .

Helaas komt deze trend onvoldoende tot uiting in resultaten van Steentoets2008.

Er zijn een aantal belangrijke belastingparameters die van invloed zijn op het verloop van de  $H_s/\Delta D$  bij bezwijken als functie van  $\xi_{op}$ . Gezocht is naar parameters waarvoor de formules veranderd kunnen worden, zonder dat de formules ver van de metingen af komen te liggen. Vooral als er sprake is van een brede puntenwolk waardoorheen een lijn is gefit, is enige aanpassing mogelijk zonder dat de fysica geweld aan gedaan wordt.

De belangrijkste belastingparameters zijn:

- de maximale piekdruk in de golfklap
- de breedte van de golfklap
- de helling van de flanken van de golfklap (stijghoogtegradiënt)
- golfklapduur
- percentage golven dat een golfklap geeft
- eigenschappen van het stijghoogtefront (voordat de golfklap optreedt)

In onderstaande paragrafen zijn de formules voor enkele parameters wat aangepast om het verloop van de stabiliteit als functie van  $\xi_{op}$  te beïnvloeden.

### 2.4.1 Aantal golfklappen

Eerst is geprobeerd het probleem op te lossen door rekening te houden met het feit dat het percentage golven dat met een golfklap breekt op het talud afneemt naarmate de brekerparameter toeneemt. Dit is te zien in Figuur 16 (uit Klein Breteler e.a. 2006), met op de horizontale as de verhouding tussen de brekerparameter en de taludhelling:

$$\xi_{op}/\tan\alpha = 1/\sqrt{s_{op}} \quad (2.5)$$

met:

$$\xi_{op} = \tan\alpha/\sqrt{(H_s/(1,56T_p^2))} = \text{brekerparameter (-)}$$

$$H_s = \text{significante golfhoogte (op basis van energie) (m)}$$

$$s_{op} = H_s/(1,56T_p^2) = \text{golfsteilheid op basis van diepwater golflengte (-)}$$

$$T_p = \text{golfperiode bij de piek van het spectrum (s)}$$

$$\alpha = \text{taludhelling (}^\circ\text{)}$$

De volgende formule sluit aan op het hart van de puntenwolk (zie de lijn in Figuur 16):

$$\frac{N_{klap}}{N} = 1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \quad (2.6)$$

met:

$$N_{klap} = \text{aantal golfklappen (-)}$$

$$N = \text{totaal aantal golven (-)}$$

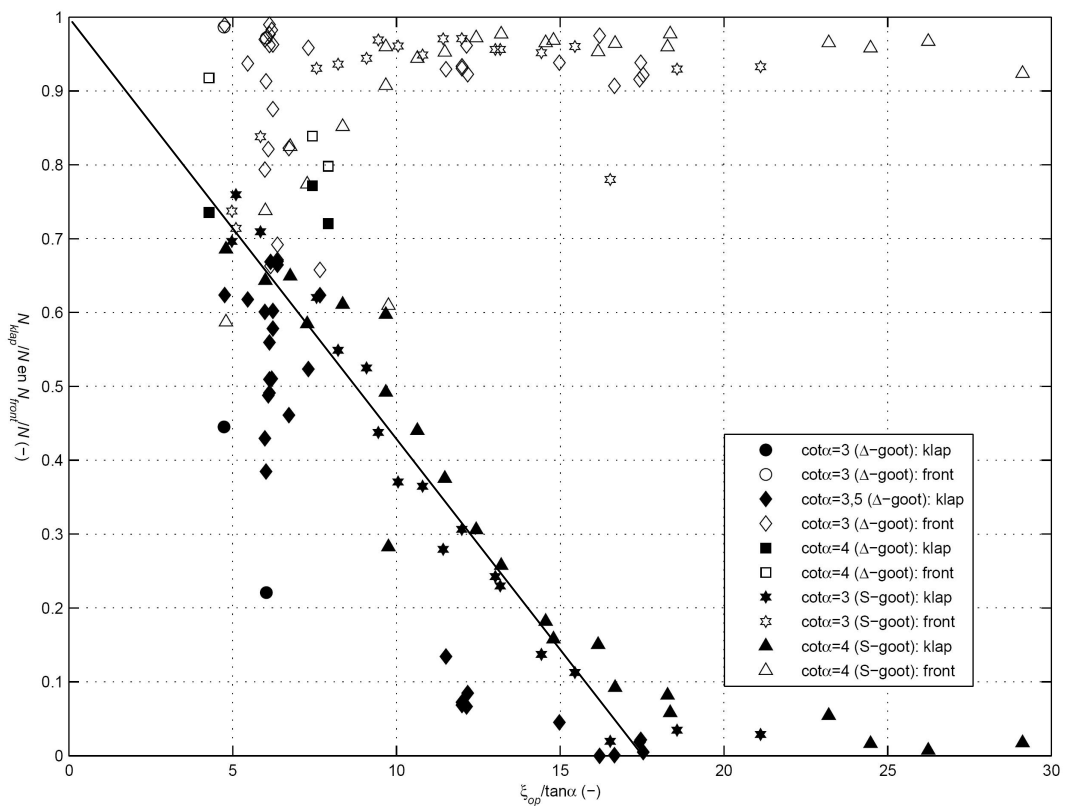
Het programma Steentoets is zodanig aangepast dat dit aspect ook verdisconteerd wordt in de rekenresultaten. Dit is gerealiseerd door de duur van de belasting te reduceren voor wat betreft de golfklappen (rekenwaarde van het aantal golven is minder gekozen dan het werkelijke aantal). Dit reduceert het aantal golven, en dus ook het aantal golfklappen. Hiervoor is gebruik gemaakt van de formule voor de invloed van de belastingduur op de sterkte, namelijk:

$$f_s = \max \left\{ 1 - c_1 \cdot \log \frac{N}{1000} ; c_2 \right\} \quad (2.7)$$

met:

$f_s$  = invloedsfactor voor de belastingduur ten aanzien van de sterkte (-)

$c_1, c_2$  = factoren, afhankelijk van het type steenzetting (-)



Figuur 16 Relatieve aantal golfklappen en golffronten als functie van  $\xi_{op} / \tan \alpha = 1 / \sqrt{s_{op}}$

Uitgangspunt is de aanname dat het relatieve aantal golfklappen eenzelfde invloed heeft als de belastingduur. Immers, bij een vaste golfsteilheid zal het verkleinen van de belastingduur leiden tot minder golfklappen, net als wanneer in werkelijkheid de golfsteilheid bij een vaste belastingduur wordt verkleind.

Deze gedachte heeft geleid tot de volgende formules:

$$f_{s, front} = \max \left\{ 1 - c_1 \cdot \log \frac{N}{1000} ; c_2 \right\} \quad (2.8)$$

$$f_{S,klap} = \max \left\{ 1 - c_1 \cdot \log \left( \frac{\max \left\{ 0,08 ; 1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \right\} \frac{N}{1000}}{0,72} \right) ; c_2 \right\} \quad (2.9)$$

met:

$f_{S,front}$  = invloedsfactor t.a.v. de sterkte bij een belasting door stijghoogtefronten (-)

$f_{S,klap}$  = invloedsfactor t.a.v. de sterkte bij een belasting door golfklappen (-)

Voor de fronten blijft  $f_s$  gelijk aan de oude situatie, omdat vrijwel elke golf een stijghoogtefront oplevert. Voor de golfklappen is formule (2.6) gesubstitueerd in formule (2.7), waarbij ervoor gezorgd is dat bij normale golfsteilheid ( $s_{op} = 0,04$ ) formule (2.9) weer nagenoeg gelijk is aan formule (2.7).

De invloed van deze wijziging op het resultaat van Steentoets is helaas verwaarloosbaar klein. Omdat het een theoretisch juiste wijziging is wordt zij wel gehandhaafd.

## 2.4.2 Stijghoogtegradiënt in de golfklappen

Van de genoemde eigenschappen van de golfklappen is de formule voor de helling van de flanken van de golfklap het meest onzeker, omdat de metingen een grote spreiding laten zien. Daarom is er aanvankelijk een vrij simpele formule gehanteerd (waarde met 2% overschrijdingsfrequentie) (Klein Breteler e.a. 2006a):

- zeezijde:  $\theta_{k20-50\%f} = 85^\circ$
- landzijde:  $\theta_{k50-80\%L} = 80^\circ$

Met (zie ook Figuur 4 en Figuur 6):

$\theta_{k20-50\%f}$  = stijghoogtegradiënt aan de zeezijde van de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie ( $^\circ$ )

$\theta_{k50-80\%L}$  = stijghoogtegradiënt aan de landzijde van de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie ( $^\circ$ )

In Figuur 17 zijn de beschikbare metingen van  $\theta_{k20-50\%f}$  gegeven (Klein Breteler e.a., 2006), met daarin getekend de bovenstaande formule. Het is duidelijk te zien dat de puntenwolk zodanig groot is dat diverse formules toegepast kunnen worden. Aanvankelijk was een constante waarde van  $\theta$  gekozen.

Het is echter gebleken dat de trend in de rekenresultaten beduidend beter wordt als de volgende formules gehanteerd worden (ook in Figuur 17 getekend):

- Zeezijde:

- Als  $\xi_{op}/\tan\alpha < 7$ :  $\theta_{k20-50\%f} = \max(85^\circ - 0,5 \cdot \text{abs}(7 - \xi_{op}/\tan\alpha); 83^\circ)$  (2.10)

- Als  $\xi_{op}/\tan\alpha \geq 7$ :  $\theta_{k20-50\%f} = \max(85^\circ - \text{abs}(7 - \xi_{op}/\tan\alpha); 82^\circ)$  (2.11)

- Landzijde:

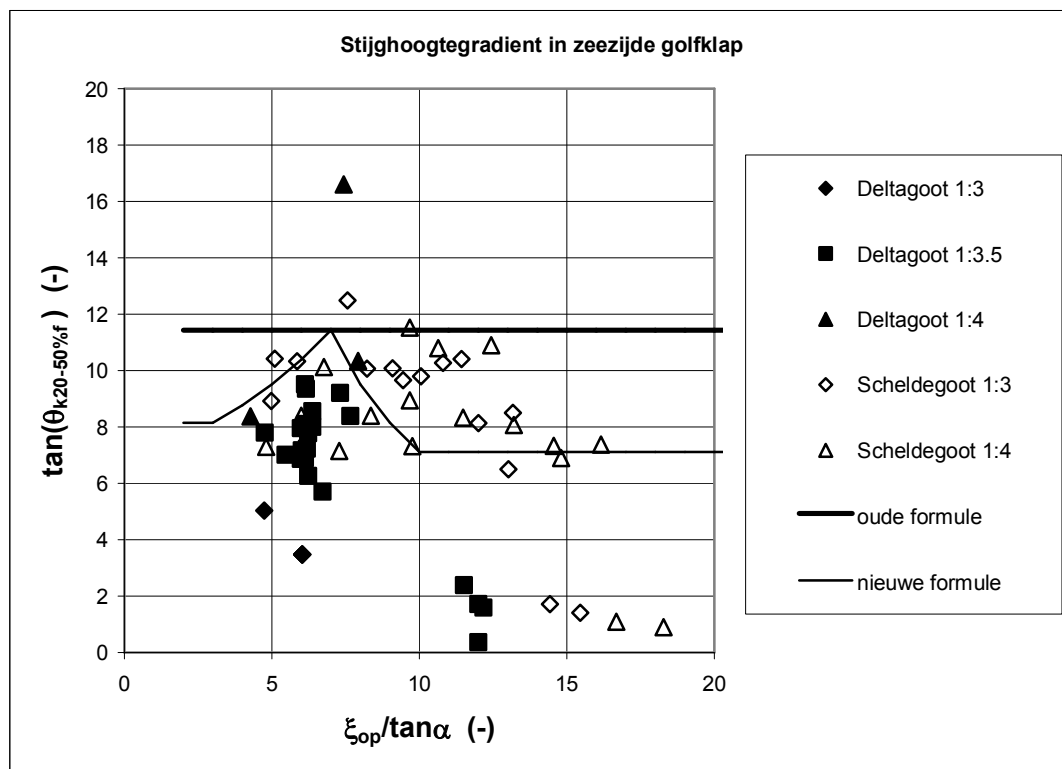
- Als  $\xi_{op}/\tan\alpha < 7$ :  $\theta_{k50-80\%L} = \max(80^\circ - 0,5 \cdot \text{abs}(7 - \xi_{op}/\tan\alpha); 77^\circ)$  (2.12)

- Als  $\xi_{op}/\tan\alpha \geq 7$ :  $\theta_{k50-80\%L} = \max(80^\circ - \text{abs}(7 - \xi_{op}/\tan\alpha); 76^\circ)$  (2.13)

De invloed van deze ogenschijnlijk kleine verandering is groot omdat er gerekend wordt met  $\tan\theta$ , zoals dat ook in de Figuur is uitgezet. Bij grote waarde van  $\theta$  geeft een kleine verandering ervan een grote verandering van  $\tan\theta$ .

Opgemerkt kan worden dat de proeven waarbij  $\tan\theta < 4$  betrekkelijk weinig golfklappen hadden, waardoor het meetresultaat onnauwkeurig is geworden.

In paragraaf 2.4.5 zijn de consequenties voor het verloop van de stabiliteit als functie van  $\xi_{op}$  getoond.



Figuur 17 Gemeten stijghoogte gradiënt aan de zeezijde van de golfklappen en de oude en nieuwe formule.

Helaas zijn er alleen metingen beschikbaar in een vrij kleine range van taludhellingen, namelijk van 1:3 tot 1:4.

### 2.4.3 Belastingduur tijdens golf front en golfklap

Voor de belastingduur (de duur van een opwaarts stijghoogteverschil tijdens een grote golf) waren de volgende formules opgenomen (Klein Breteler e.a. 2006a):

- stijghoogtefront:  $t_o = 0,25 + T_p/20$  (2.14)

- golfklap:  $t_o = 0,0018T_p \cdot (\rho g H_s^2 / \sigma_w)^{0,2}$  (2.15)

met:

$t_o$  = duur van een opwaarts stijghoogteverschil tijdens een grote golf (s)

$\rho$  = soortelijke massa van water ( $\text{kg/m}^3$ )

$g$  = versnelling van de zwaartekracht ( $\text{m/s}^2$ )

$\sigma_w$  = oppervlaktespanning van water ( $\approx 0,073 \text{ N/m}$ )

Deze formules hebben als nadeel dat bij toenemende golfperiode de duur van de belasting steeds maar blijft toenemen. Dat leidt bij relatief lange golven tot onlogische resultaten. Daarom is dit zodanig gewijzigd dat de belastingduur toeneemt totdat  $\xi_{op} = 2$ , en dan constant blijft. Hier is een vrij lage waarde van  $\xi_{op}$  gekozen, teneinde de trend van de rekenresultaten in gunstige zin te beïnvloeden. De formules worden hiermee:

▪ stijghoogtefront:

• als  $\xi_{op} < 2$ :  $t_o = 0,25 + T_p/20$  (2.16)

• als  $\xi_{op} \geq 2$ :  $t_o = 0,25 + (2/\tan\alpha \cdot \sqrt{(H_s/1,56)})/20$  (2.17)

▪ golfklap:

• als  $\xi_{op} < 2$ :  $t_o = 0,0018 T_p \cdot (\rho g H_s^2 / \sigma_w)^{0,2}$  (2.18)

• als  $\xi_{op} \geq 2$ :  $t_o = 0,0018 (2/\tan\alpha \cdot \sqrt{(H_s/1,56)}) \cdot (\rho g H_s^2 / \sigma_w)^{0,2}$  (2.19)

In paragraaf 2.4.5 zijn de consequenties voor het verloop van de stabiliteit als functie van  $\xi_{op}$  getoond.

## 2.4.4 Helling van het stijghoogtefront

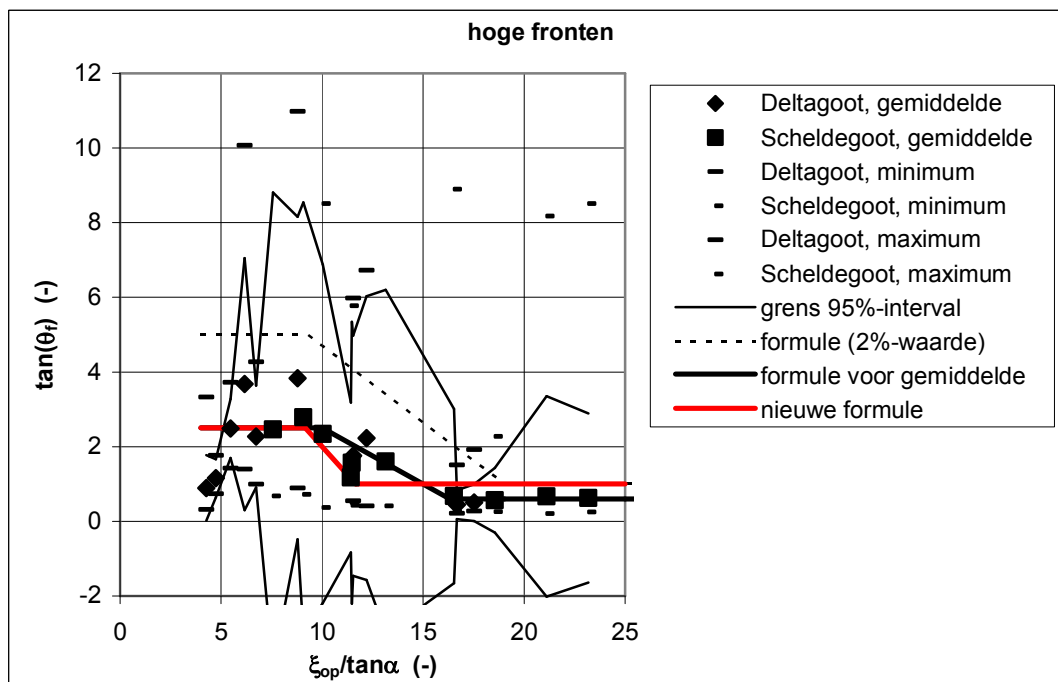
Voor de helling van het stijghoogtefront ( $\theta_f$ ) (voordat de golfklap plaatsvindt) zijn de volgende empirische relaties afgeleid (Klein Breteler e.a. 2006a):

• hoog stijghoogtefront:

$$\tan(\theta_f) = \max \left\{ 0,6; \min \left\{ 5,5 - 0,3 \frac{\xi_{op}}{\tan \alpha}; 2,5 \right\} \right\} \quad (2.20)$$

• steil stijghoogtefront:

$$\tan(\theta_f) = \max \left\{ 1; \min \left\{ 8,8 - 0,41 \frac{\xi_{op}}{\tan \alpha}; 5 \right\} \right\} \quad (2.21)$$



Figuur 18 Helling van het stijghoogtefront (bij hoge fronten)



Voor de hoge stijghoogtefront en is hier gebruikgemaakt van de gemiddelde helling van een extreem hoog front, terwijl bij steile stijghoogtefronten juist extreme hellingen zijn gekozen, die optreden bij de wat minder hoge stijghoogtefronten.

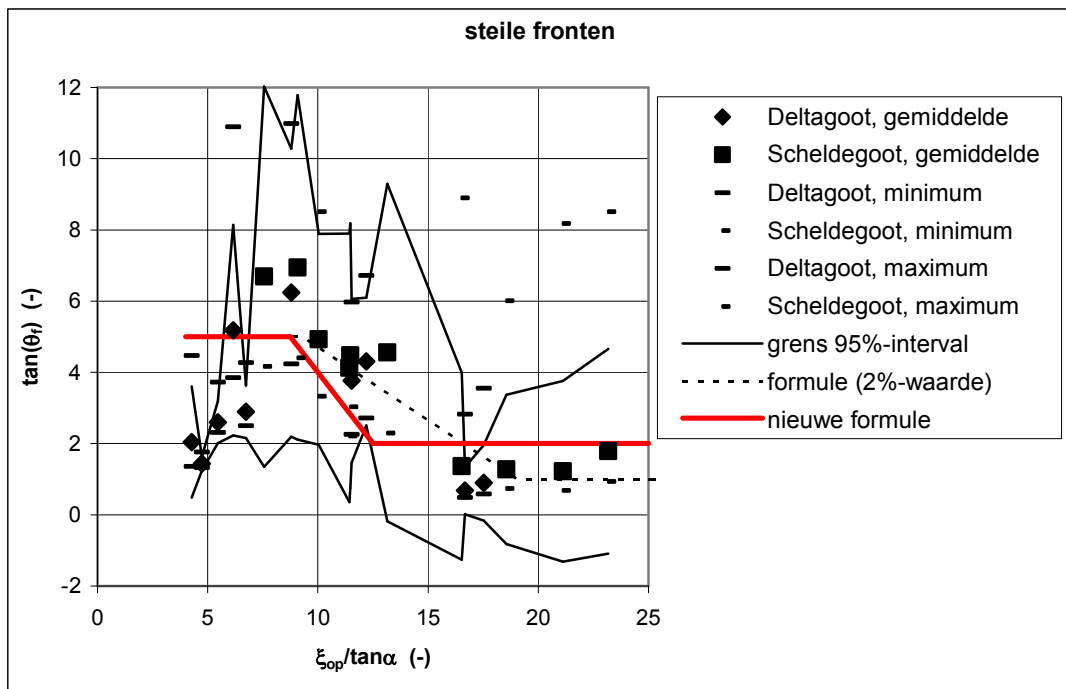
Ook deze formules hebben als nadeel dat ze bij grote waarde van  $\xi_{op}$  onvoldoende bijdragen aan het oplopen van de stabiliteit. Daarom zijn deze gewijzigd in het volgende, ondanks het feit dat daardoor de formules minder goed aansluiten op de beschikbare metingen (zie Figuur 18 en Figuur 19):

- hoog stijghoogtefront:

$$\tan(\theta_f) = \max \left\{ 1; \min \left\{ 8 - 0,6 \frac{\xi_{op}}{\tan \alpha}; 2,5 \right\} \right\} \quad (2.22)$$

- steil stijghoogtefront:

$$\tan(\theta_f) = \max \left\{ 2; \min \left\{ 12 - 0,8 \frac{\xi_{op}}{\tan \alpha}; 5 \right\} \right\} \quad (2.23)$$



Figuur 19 Helling van het stijghoogtefront (bij steile fronten)

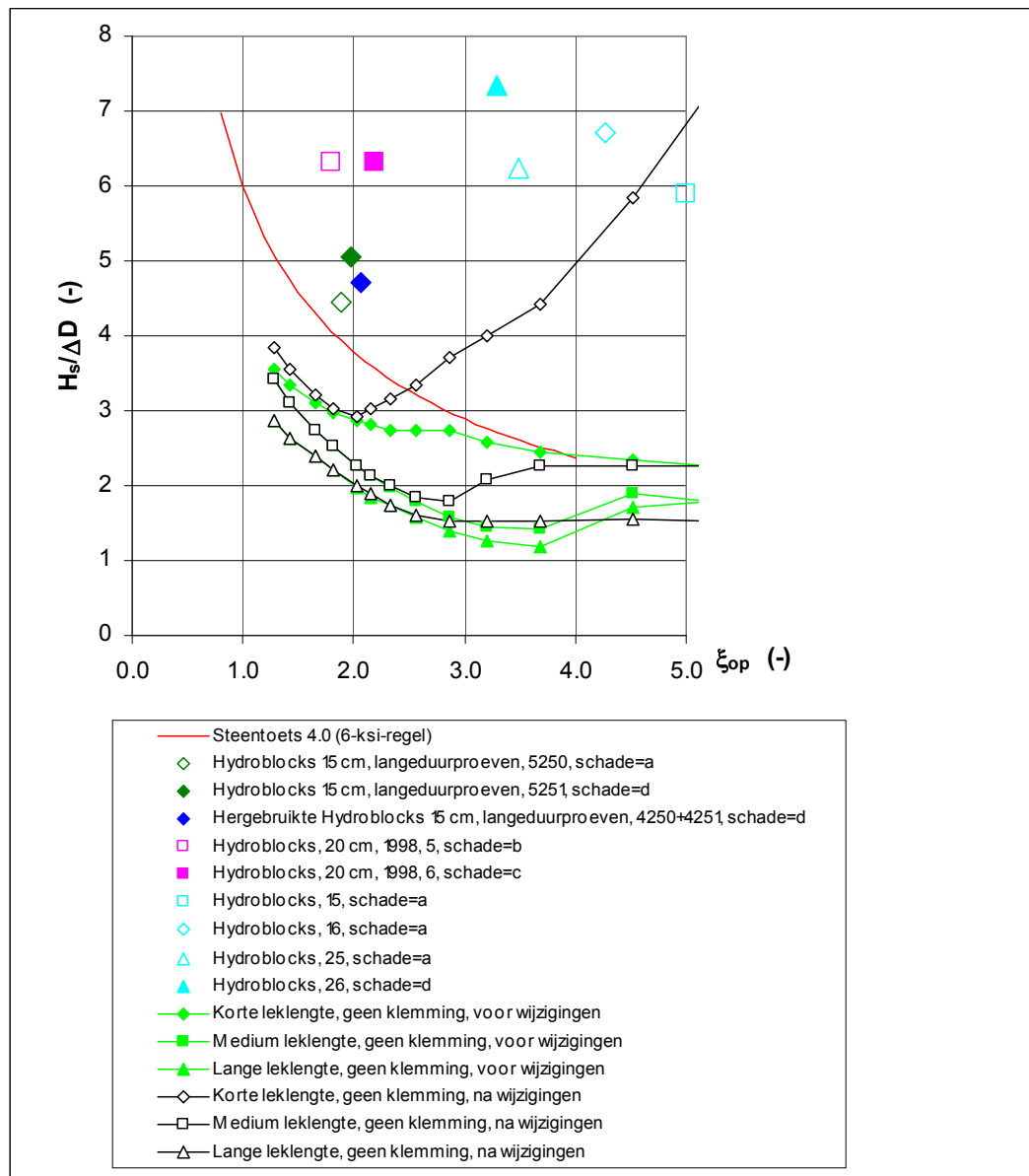
De consequenties van deze wijzigingen zijn getoond in de volgende paragraaf.

### 2.4.5 Consequenties van de wijzigingen

De invloed van de in deze paragraaf behandelde wijzigingen in de formules voor de belastingduur en de gradiënten in de golfklappen en golffronten is gegeven in Figuur 20.

In deze figuur zijn een aantal meetpunten gegeven van Deltagootproeven met Hydroblocks. Hoewel deze bekledingen klemming hebben, zijn ze toch gekozen omdat het de enige metingen zijn met relatief grote waarden van de brekerparameter. Duidelijk is te zien dat de stabiliteit bij toenemende waarde van  $\xi_{op}$  toeneemt als  $\xi_{op} > 2$ . De lijnen zijn doorgerekend

zonder klemming en kunnen dus niet direct vergeleken worden met de meetpunten. De globale trend moet echter wel overeenstemmen.



Figuur 20 Gemeten stabiliteit van Hydroblocks (met klemming) en berekende stabiliteit (zonder klemming) (in de legenda zijn ook de nummers van de proeven vermeld, zie ook Tabel A7 en A8)

De lijnen zijn berekend voor een constructie met toplaagdikte van 30 cm ( $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ ) en filterlaagdikte van 15 cm ( $D_{f15} = 20 \text{ mm}$ ) met een talud van 1:3,5. Door het open oppervlak te variëren zijn drie verschillende leklengtes gerealiseerd:

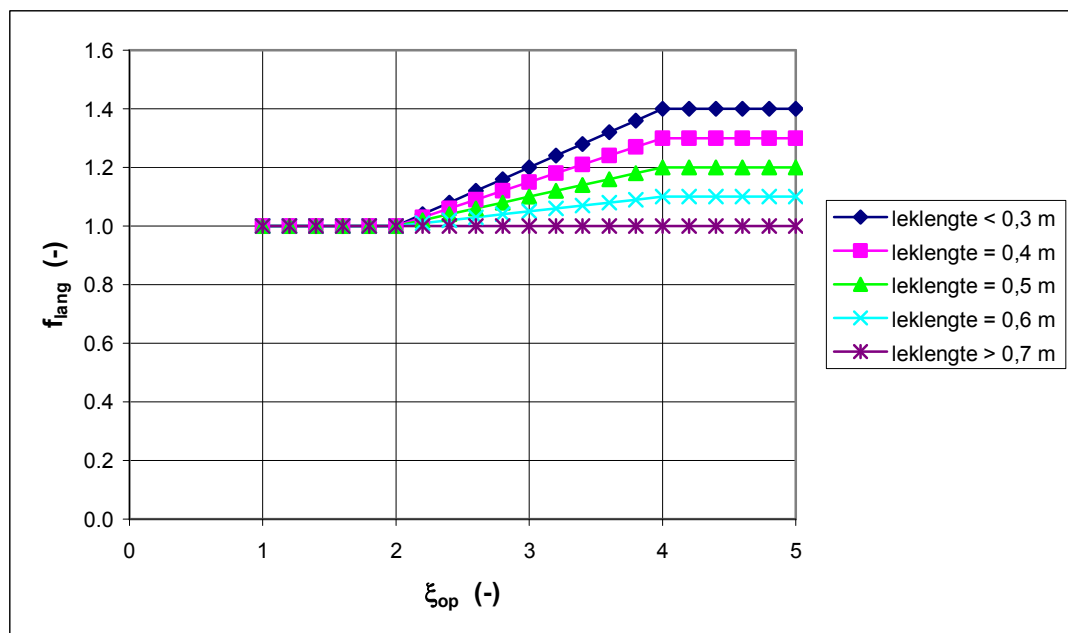
- korte leklengte:  $\Lambda = 0,36 \text{ m}$  (open oppervlak van 13%)
- medium leklengte:  $\Lambda = 0,89 \text{ m}$  (open oppervlak van 2%)
- lange leklengte:  $\Lambda = 1,25 \text{ m}$  (open oppervlak van 1%)

De lijnen die getekend zijn op basis van het rekenmodel waarin nog geen wijzigingen zijn aangebracht (lichtgroen en dichte symbolen) laten allemaal een dalende tendens zien. Daarom was het nodig de formules aan te passen. De lijnen die berekend zijn met het

gewijzigde rekenmodel (zwart en open symbolen) liggen wat hoger, vooral als  $\xi_{op} > 2$ . De lijn voor de korte lek lengte loopt nu flink op als  $\xi_{op} > 2$ , zoals het de bedoeling was. De lijnen voor de medium en lange lek lengte lopen niet of nauwelijks op. Voor deze constructies is de golfklap minder belangrijk, en wordt de stabiliteit vooral bepaald door de golf fronten. De golf fronten worden bij grote waarde van  $\xi_{op}$  steeds groter (tot een maximum is bereikt) en daarom moet de stabiliteit voor constructies met een medium of lange lek lengte wel afnemen. Dat maakt dat de trend in het gewijzigde rekenmodel voor de medium en lange lek lengte ook juist is.

## 2.5 Oplopende stabiliteit bij grote waarde van $\xi_{op}$ voor steenzettingen met klemming

Ook voor geklemde steenzettingen zou de trend volgens het rekenmodel bij  $\xi_{op} > 2$  stijgend moeten zijn met toenemende waarde van  $\xi_{op}$ , conform de trend in de meetpunten van Figuur 20. In Figuur 22 is te zien dat met de wijzigingen uit de vorige paragraaf er wel een stijging te zien is, maar dat die pas start bij  $\xi_{op} \approx 3,3$ . Om ervoor te zorgen dat de stijging al inzet vanaf  $\xi_{op} \approx 2$  is eerst getracht wijzigingen aan te brengen in de formules voor de klemming. Er is van alles geprobeerd, maar het is niet gelukt om dit op een redelijke manier te realiseren. Zo is er gewerkt met diverse variaties van de formule voor  $f_4$  (zie Klein Breteler 2009) en diverse veranderingen in de tweede en derde term van de normaalkrachtsformule.



Figuur 21 Verloop van  $f_{lang}$  als functie van  $\xi_{op}$

Daarom is gebruik gemaakt van een terugvaloptie, waarbij kunstmatig met een invloedsfactor de gewenste trend geforceerd is. De volgende invloedsfactor wordt gebruikt om het berekende stijghoogteverschil tijdens golfklappen te reduceren:

$$f_{lang} = 1 + 0,2 \cdot (\max[\min(\xi_{op}; 4); 2] - 2) \cdot \min(\max[1,75 - 2,5\Lambda; 0]; 1) \quad (2.24)$$

$$\phi_{wmax} = \phi_{wklap} / f_{iang} \quad (2.25)$$

met:

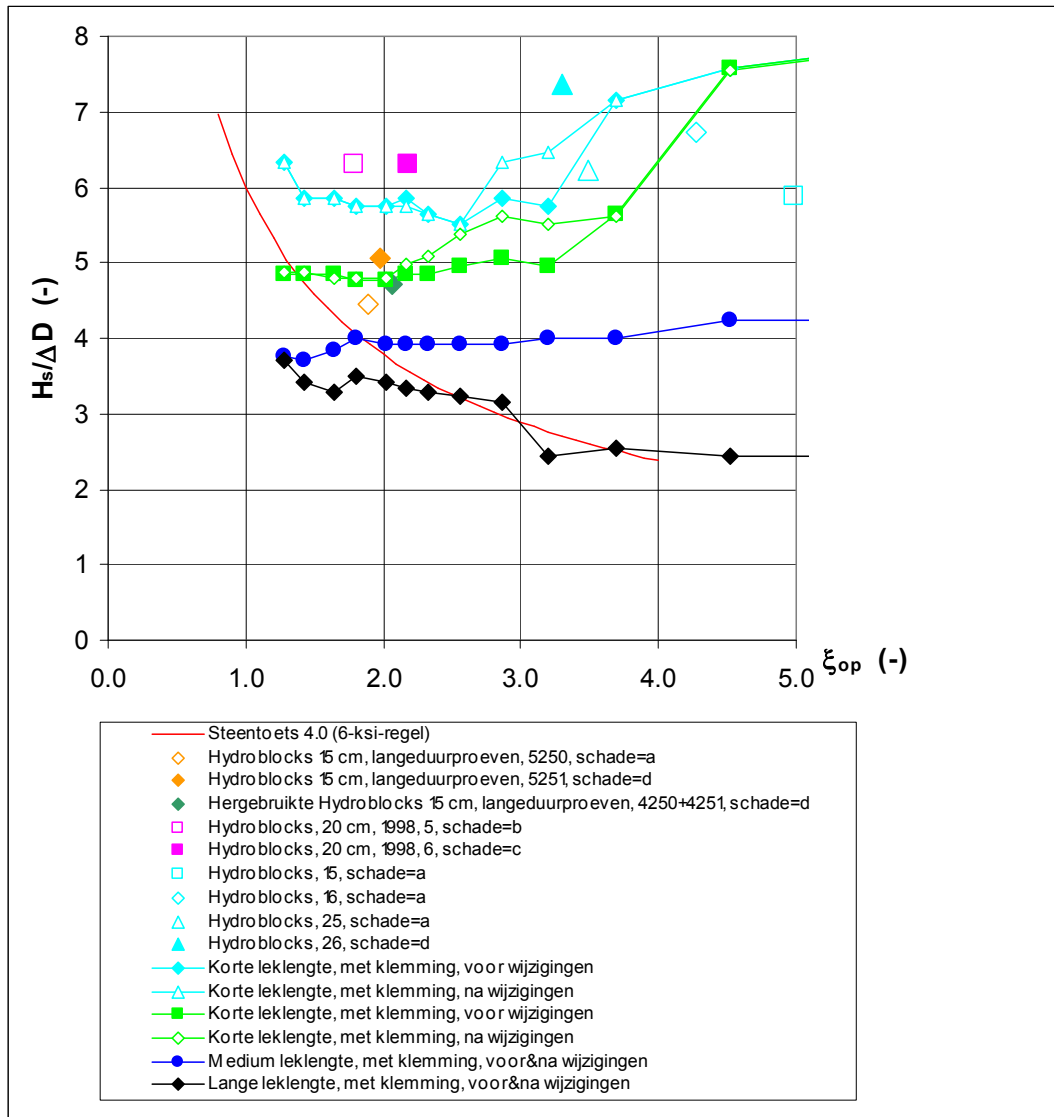
$f_{iang}$  = invloedsfactor voor geklemde steenzettingen in verband met oplopende stabiliteit bij grote waarde van  $\xi_{op}$  (-)

$\phi_{wklap}$  = maximaal stijghoogteverschil tijdens een golfklap (m)

$\phi_{wmax}$  = stijghoogteverschil waarmee gerekend wordt (m)

$\xi_{op}$  = brekerparameter (-)

$\Lambda$  = leklengte (m)



Figuur 22 Verloop van de stabiliteit als functie van  $\xi_{op}$  met meetpunten uit de Deltagoot met Hydroblocks (“voor en na wijziging” heeft betrekking op het toevoegen van de invloedsfactor  $f_{iang}$ )

Deze formule is zo opgesteld dat het stijghoogteverschil verlaagd wordt als  $\xi_{op} > 2$ , maar vooral bij kleine leklengtes. Als de leklengte  $\Lambda \geq 0,7$  m, blijft het stijghoogteverschil onveranderd ( $f_{iang} = 1$ ), terwijl de invloed maximaal is als  $\Lambda \leq 0,3$  m. Het verloop van de invloedsfactor  $f_{iang}$  is gegeven in Figuur 21.

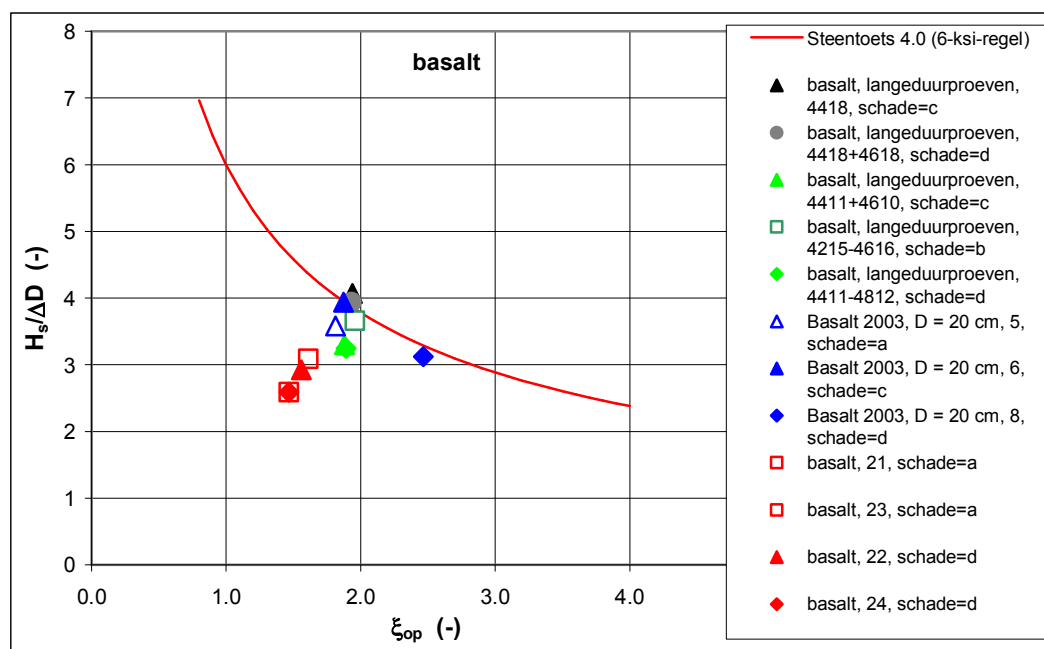
In Figuur 22 zijn resultaten van de berekeningen voor deze wijziging en na deze wijziging grafisch uitgezet. Het is te zien dat voor  $2 < \xi_{op} < 3,5$  de stabiliteit door deze invloedsfactor wat is toegenomen voor de kleine lek lengtes, waardoor er een geleidelijk oplopende waarde van  $H_g/\Delta D$  is verkregen. De correctie door deze invloedsfactor is echter slechts bescheiden gehouden.

De lichtblauwe lijnen zijn berekend met dezelfde bekledingseigenschappen als de Deltagootproeven die in deze figuren met lichtblauwe punten zijn weergegeven. Voor de blauwe en zwarte lijnen zijn dezelfde steenzettingen gebruikt als in de vorige paragraaf.

Voor medium en grote lek lengtes heeft deze invloedsfactor geen invloed.

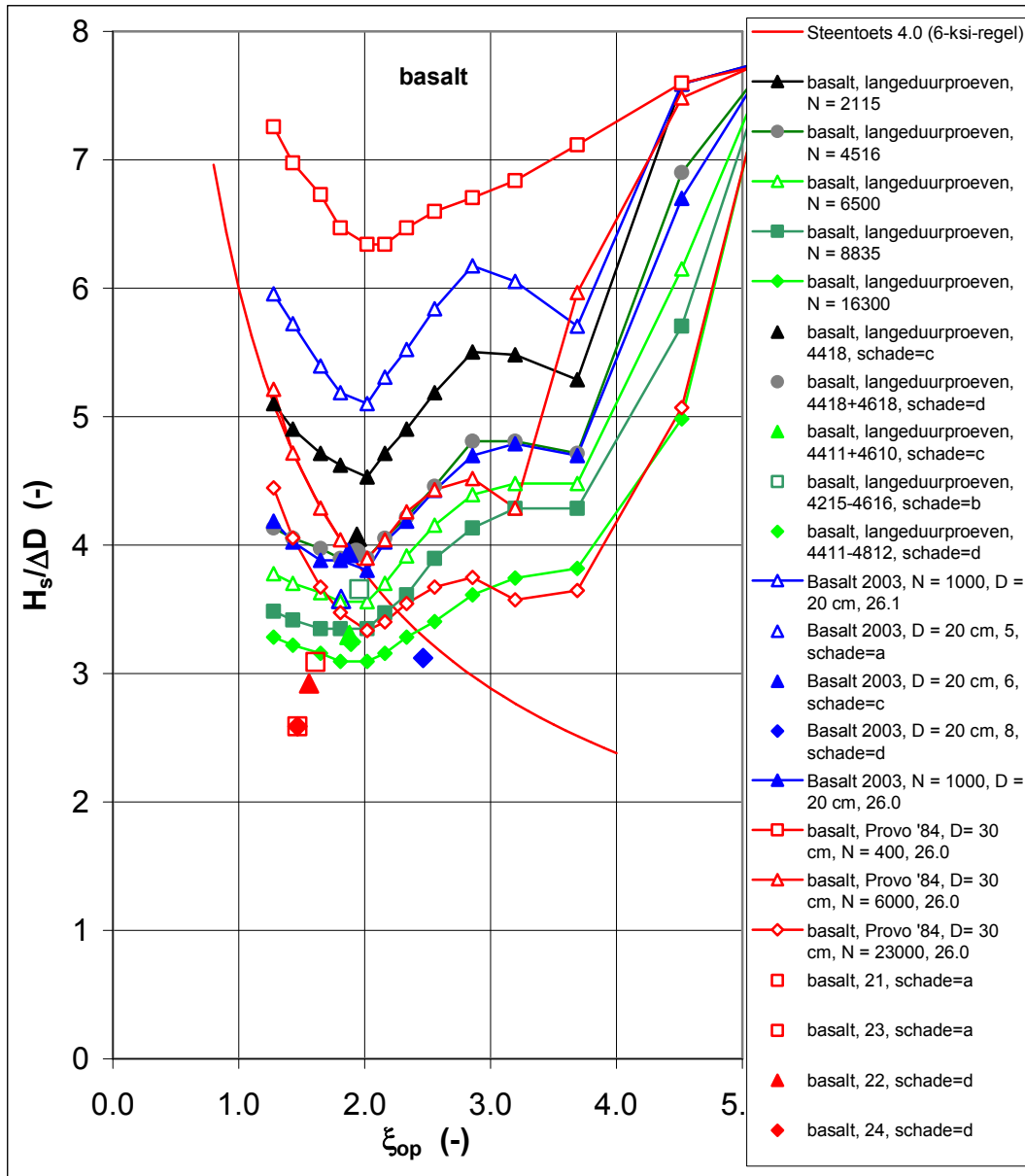
## 2.6 Basalt

Er zijn een groot aantal Deltagootmetingen beschikbaar voor basalt, zoals te zien is in Figuur 23. Opmerkelijk daarbij is dat de stabiliteit van basalt doorgaans minder is dan van de betonzuilen, zoals Hydroblocks en Basalton (vergelijk Figuur 23 met Figuur 22). De dichte meetpunten zijn steeds de metingen waarbij zware schade of bezwijken is opgetreden.



Figuur 23 Resultaten van Deltagootproeven met basalt (in de legenda zijn ook de nummers van de proeven vermeld)

Voor het doorrekenen van basalt moet de keuze gemaakt worden of er sprake is van op voorhand uitgezochte basalt, waar de slechte basalt uit is verwijderd (steenzettingtype 26.1), of dat ook de slechte zuilen nog in de bekleding aanwezig zijn (steenzettingtype 26.0). Als de basalt niet is uitgezocht, wordt er gerekend met een gereduceerde toplaagdikte:  $D_{reken} = 0,83D$ . Als de steenzetting al eens zwaar belast is geweest en de schade is hersteld, is er ook sprake van “uitgezochte basalt” met een normale stabiliteit ( $D_{reken} = D$ ).



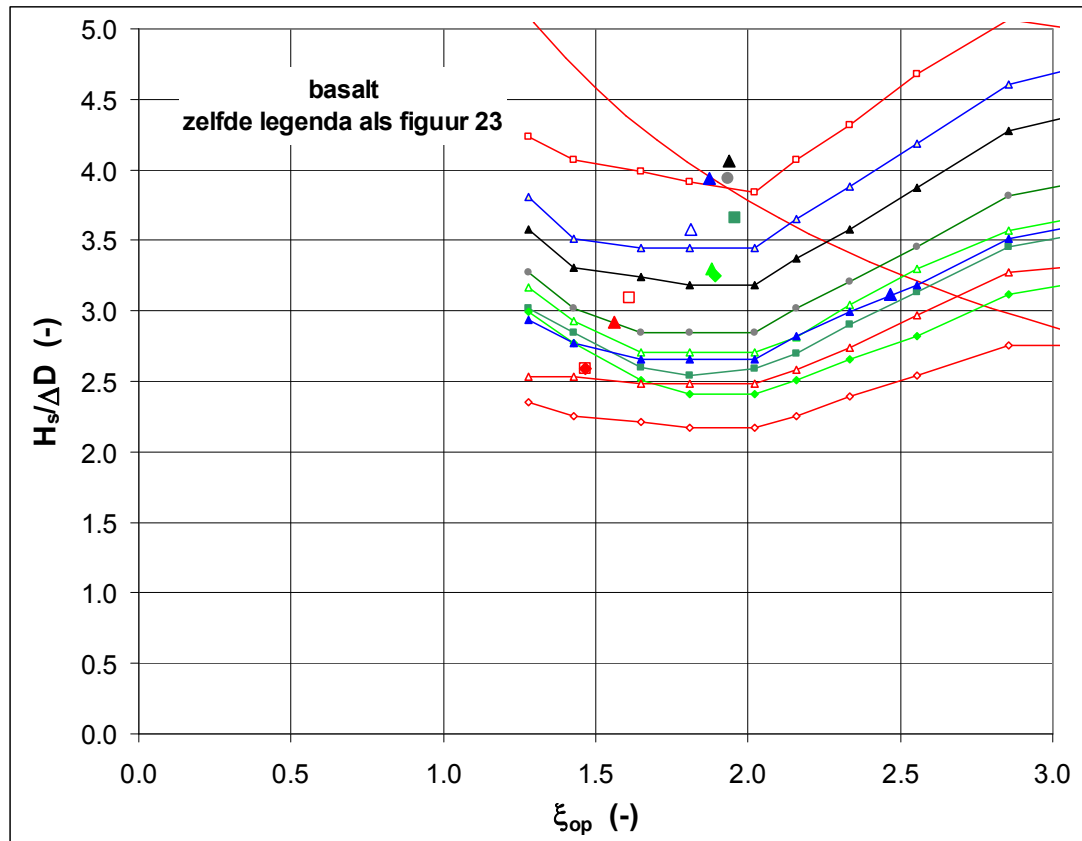
Figuur 24 Verloop van de stabiliteit van basalt berekend met klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot (in de legenda zijn ook de nummers van de proeven vermeld)

In Figuur 24 zijn ook de berekende lijnen toegevoegd. In vergelijking tot de lijnen liggen de meetpunten soms wat lager (vergelijk steeds lijnen en punten van dezelfde kleur met elkaar). Dit is het geval bij de blauwe ruit, de zwarte driehoek, rode driehoek en de rode ruit. Zelfs als de basalt van 2003 doorgerekend wordt met het steenzettingstype 26.0 (gezette basalt waarbij niet op een apart terrein de slechte zuilen eruit gehaald zijn) wordt de stabiliteit door het rekenmodel flink overschat (zie blauwe lijn met dichte driehoeken, in vergelijking tot blauwe lijn met open driehoeken). Alleen voor de langeduurproeven (groene, grijze en zwarte symbolen in de figuur) kan gesteld worden dat de basalt al een voorbelasting heeft gehad en dus doorgerekend moet worden met steenzettingstype 26.1. De andere steenzettingen zijn opgebouwd met niet uitgezochte basalt, en moeten dus met steenzettingstype 26.0 berekend worden.

Deze overschatting wordt geweten aan de mogelijk geringere klemming die aanwezig is in de steenzetting. Deze geringere klemming kan het gevolg zijn van het erg gladde oppervlak van basalt. De wrijvingscoëfficiënt van twee basaltzuilen onderling is veel kleiner dan van twee betonzuilen.

Daarom is het rekenmodel zo aangepast dat basalt voortaan wordt doorgerekend met een kleinere wrijvingscoëfficiënt van 0,2, in plaats van 0,55. Het resultaat daarvan is te zien in Figuur 25.

In de Figuur is te zien dat nu alle punten waarbij schade is opgetreden (dichte symbolen) boven de berekende lijnen liggen. Dat maakt dat het rekenmodel nu veilige resultaten oplevert.



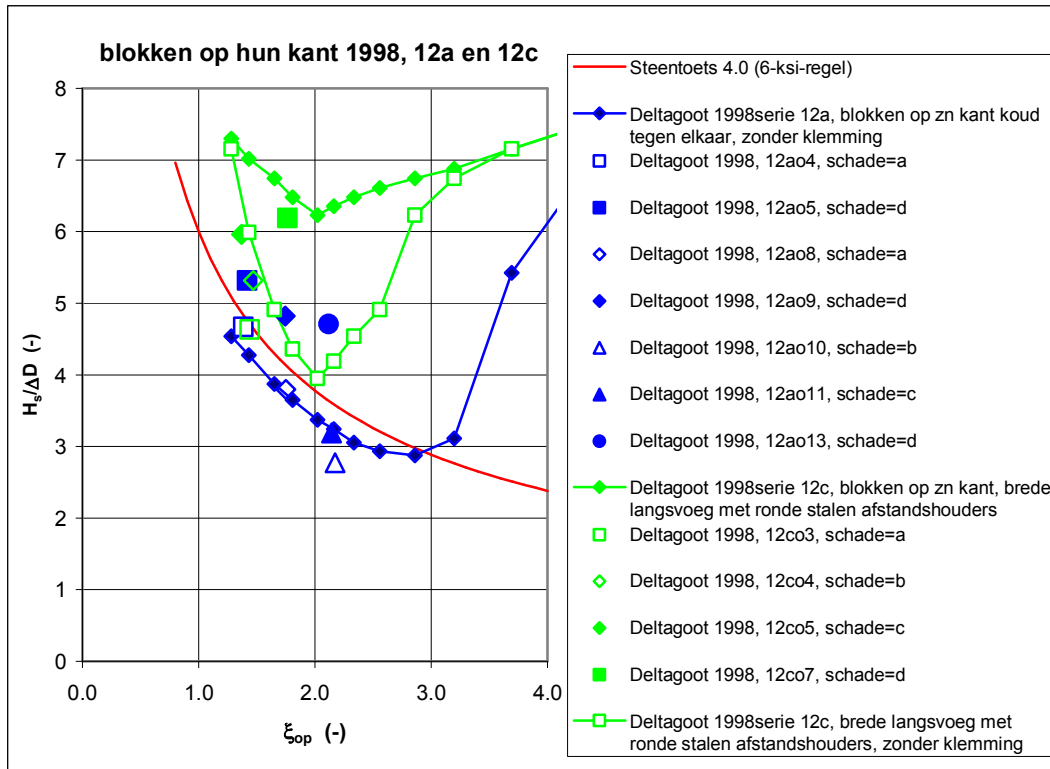
Figuur 25 Verloop van de stabiliteit van basalt berekend zonder klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot (legenda: zie Figuur 24)

In verband met de problematiek of basalt eerst door een matige storm zou worden belast en dan pas door de toetsstorm zijn onderstaand enkele berekeningen uitgevoerd. De kans dat in de levensduur van basalt, in dit voorbeeld gesteld op 50 jaar, eerst een 1/4000 storm optreedt, en pas daarna een storm met overschrijdingsfrequentie van 1/50 per jaar is (bij benadering):

- kans op geen storm met frequentie van 1/50 in 50 jaar:  $p_{\text{geen}1/50} = (49/50)^{50} = 0,364$
- kans op minstens één storm met frequentie van 1/50 in 50 jaar:  $p_{\text{wel}1/50} = 1 - (49/50)^{50} = 0,636$
- kans op wel een storm met frequentie van 1/4000 in 50 jaar:  $p_{\text{wel}1/4000} = 1 - (3999/4000)^{50} = 0,012$ .

- Kans op wel een storm met frequentie van 1/4000, maar geen storm met overschrijdingsfrequentie van 1/50 in een periode van 50 jaar, is:  $p_{wel1/4000} \cdot p_{geen1/50} = 0,012 \cdot 0,364 = 0,005$ . Dit is overigens numeriek wat nauwkeuriger te berekenen en dan blijkt het resultaat 0,0032 te zijn.

Hieruit blijkt dat er slechts 0,3% kans is dat eerst de toetsstorm optreedt, en pas daarna een storm met overschrijdingsfrequentie van 1/50 jaar, terwijl de kans op minstens één storm met frequentie van 1/50 ruim 60% is. De kans dat eerst de storm met 1/50 optreedt is dus orde 200 keer zo groot als andersom.



Figuur 26 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant berekend met en zonder klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot

Op dezelfde wijze kan berekend worden dat de kans dat eerst de storm met overschrijdingsfrequentie van 1/500 per jaar langskomt, en dan pas de toetsstorm, bijna 20 keer zo groot is als andersom.

Uit deze berekeningen blijkt dat het vrijwel zeker is dat de basalt al een keer door een zware storm belast is geweest, alvorens de toetsstorm langskomt. We hebben dan de gelegenheid om de slechte basalt, die tijdens de zware storm is weggeslagen, op een goede manier te herstellen. De stabiliteit van de basalt zal dan groter zijn zodra de toetsstorm optreedt.

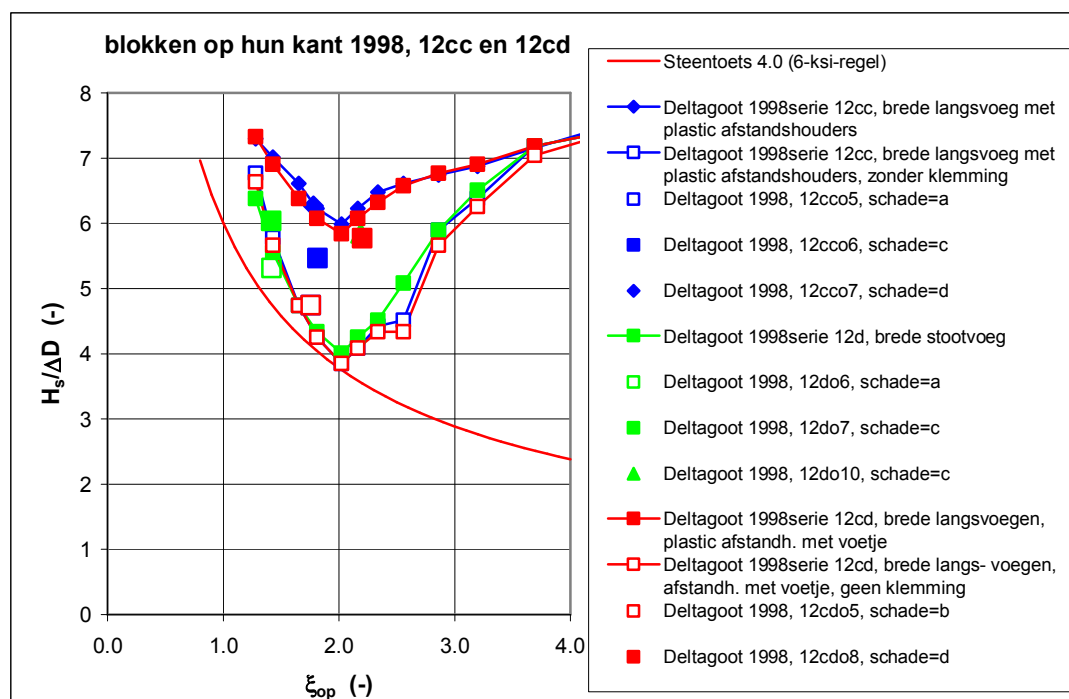
Een voorwaarde voor deze filosofie is natuurlijk dat de schade tijdens de 1/50 storm en 1/500 storm niet zo groot is dat er gevaar voor inundatie optreedt.



## 2.7 Blokken op hun kant

In Figuur 26 en Figuur 27 zijn de meetpunten uit het Deltagootonderzoek van Smith e.a (2000) gegeven in vergelijking tot de rekenresultaten met Steentoets2008. Uit deze twee figuren blijkt dat als gerekend wordt met klemming, de schadepunten (dichte symbolen) soms onder de berekende lijnen liggen (vergelijk lijnen en punten met dezelfde kleur). Dit betekent dat het rekenmodel de stabiliteit dan overschat (onveilig).

Daarom is besloten om alle steenzettingen met blokken op hun kant altijd door te rekenen alsof er geen klemming is. De rekenresultaten zonder klemming zijn ook in de figuren getekend. Als gerekend wordt zonder klemming, liggen alle schadepunten op of boven de berekende lijnen.



Figuur 27 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant berekend met en zonder klemming, samen met meetpunten uit de Deltagoot (in de legenda zijn ook de nummers van de proeven vermeld)

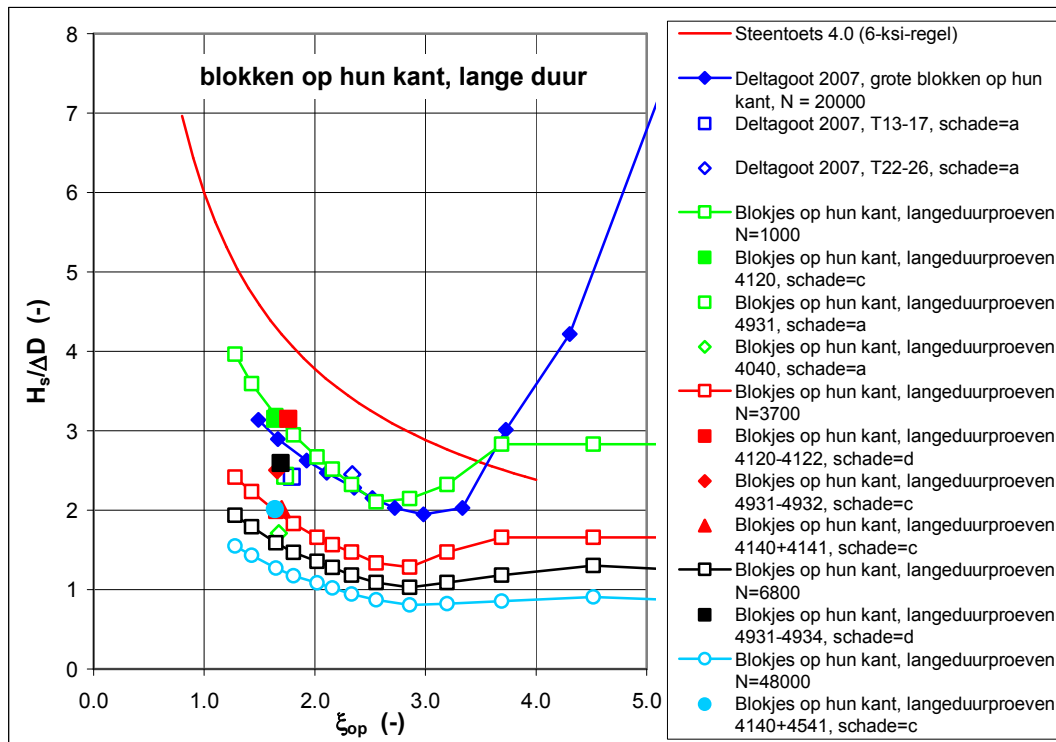
## 2.8 Invloed van de belastingduur

De invloed van de belastingduur op de stabiliteit van steenzettingen is door Klein Breteler e.a. (2005) gekwantificeerd op basis van de aanname dat de stabiliteit gekarakteriseerd wordt door de waarde van  $F = H_s / (\Delta D) \xi_{op}^{2/3}$ . Uit de rekenresultaten van Steentoets2008 blijkt dat deze stabiliteitsparameter minder relevant is.

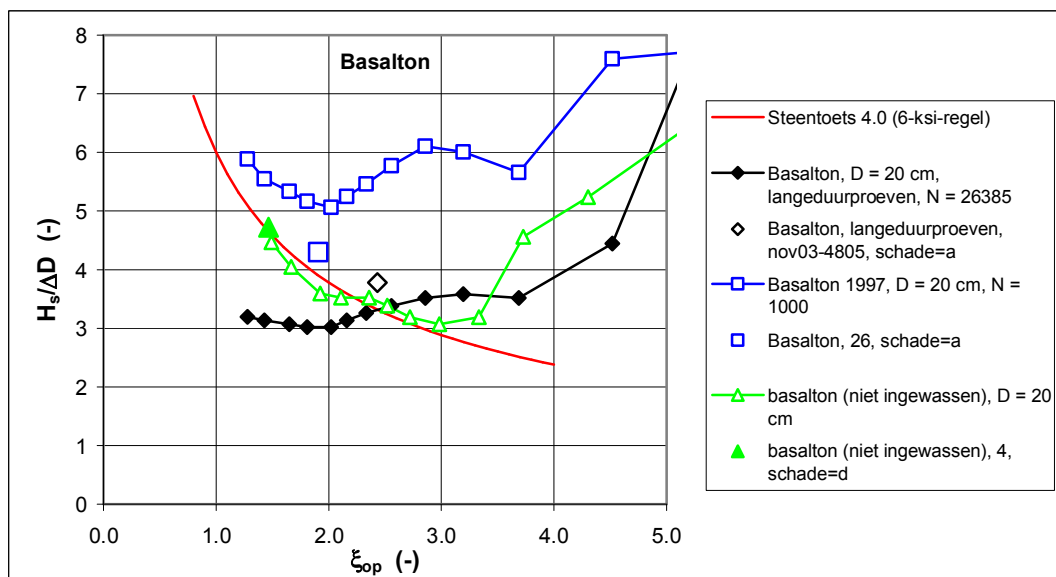
Daarom moet opnieuw bezien worden of in het huidige rekenmodel de gebruikte coëfficiënten voor het kwantificeren van de invloed van de belastingduur wel juist zijn. Deze coëfficiënten waren:

- $c_1$  = coëfficiënt die de mate van sterkte-afname met toenemende belastingduur bepaald

- $c_2$  = coëfficiënt die de maximale afname van de sterkte bij extreem lange belastingduur bepaald



Figuur 28 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant (koud tegen elkaar geplaatst), samen met meetpunten uit de Deltagoot



Figuur 29 Verloop van de stabiliteit van Basalton, samen met meetpunten uit de Deltagoot

Deze coëfficiënten hadden de volgende waarde:

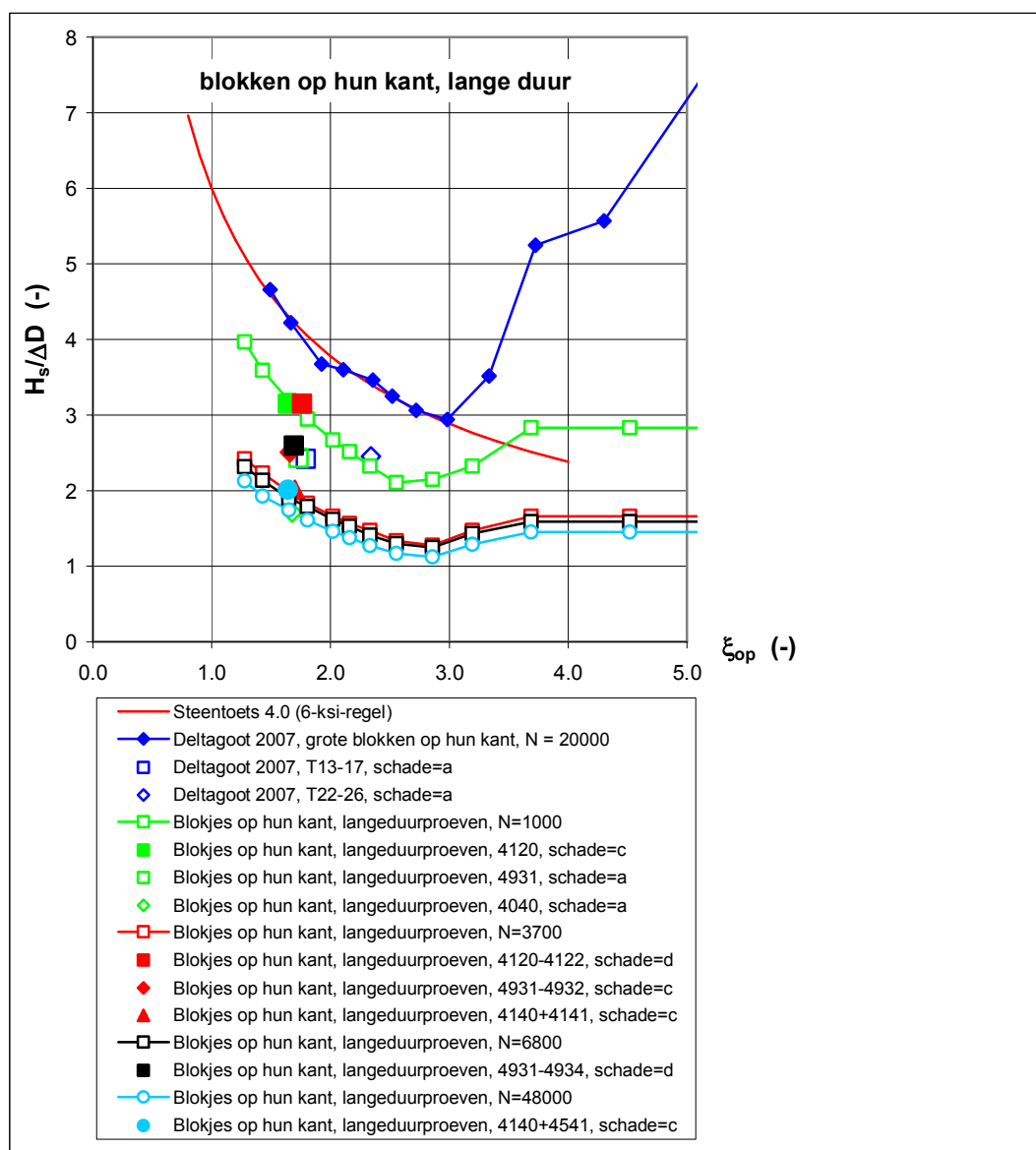
- Basalt, Basalton, Hydroblocks en C-Star:  $c_1 = 0,20$  en  $c_2 = 0,80$
- Blokken op hun kant:  $c_1 = 0,35$  en  $c_2 = 0,65$
- Overige typen:  $c_1 = 0,3$  en  $c_2 = 0,75$

In Figuur 28 en Figuur 29 is te zien dat met name bij relatief lange belastingduur de stabiliteit wordt onderschat.

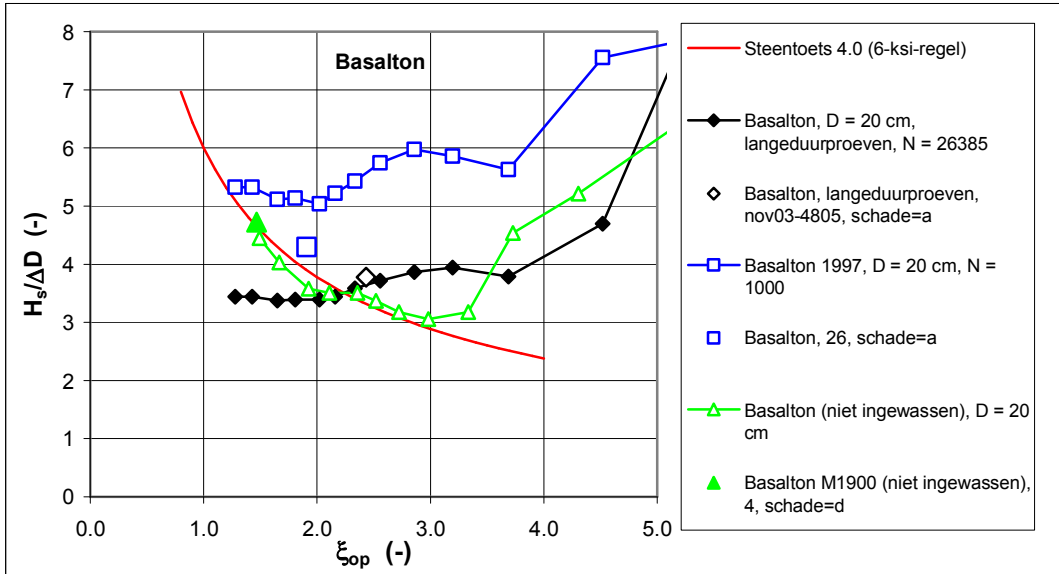
Om deze onderschatting te voorkomen zijn de coëfficiënten in de formules als volgt gewijzigd:

- Basalt, Basalton, Hydroblocks en C-Star:  $c_1 = 0,15$  en  $c_2 = 0,85$
- Blokken op hun kant:  $c_1 = 0,35$  en  $c_2 = 0,80$
- Overige typen:  $c_1 = 0,30$  en  $c_2 = 0,80$

In Figuur 30 en Figuur 31 is te zien dat deze aanpassing een verbetering is. Dit geldt ook voor Hydroblocks, zoals te zien is in Figuur B.14 (zie ook verderop in deze paragraaf).

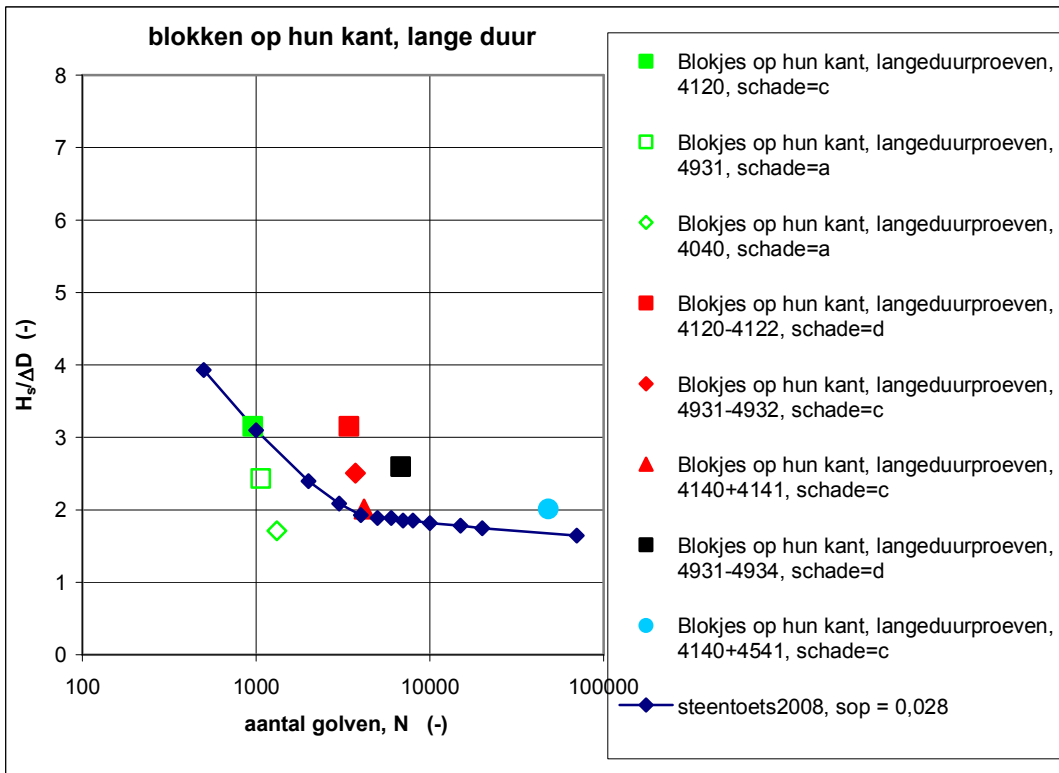


Figuur 30 Verloop van de stabiliteit van blokken op hun kant (koud tegen elkaar geplaatst), samen met meetpunten uit de Deltagoot (in de legenda zijn ook de nummers van de proeven vermeld)



Figuur 31 Verloop van de stabiliteit Basalton, samen met meetpunten uit de Deltagoot

De consequentie van de gewijzigde factoren is dat de knik in de trend als functie van het aantal golven op een andere plek komt te liggen. Voorheen lag de knik steeds bij 10000 golven, maar in Figuur 32 is te zien dat de knik voor blokken op hun kant nu bij ongeveer 4000 ligt.



Figuur 32 Stabiliteit van blokken op een kant als functie van de belastingduur

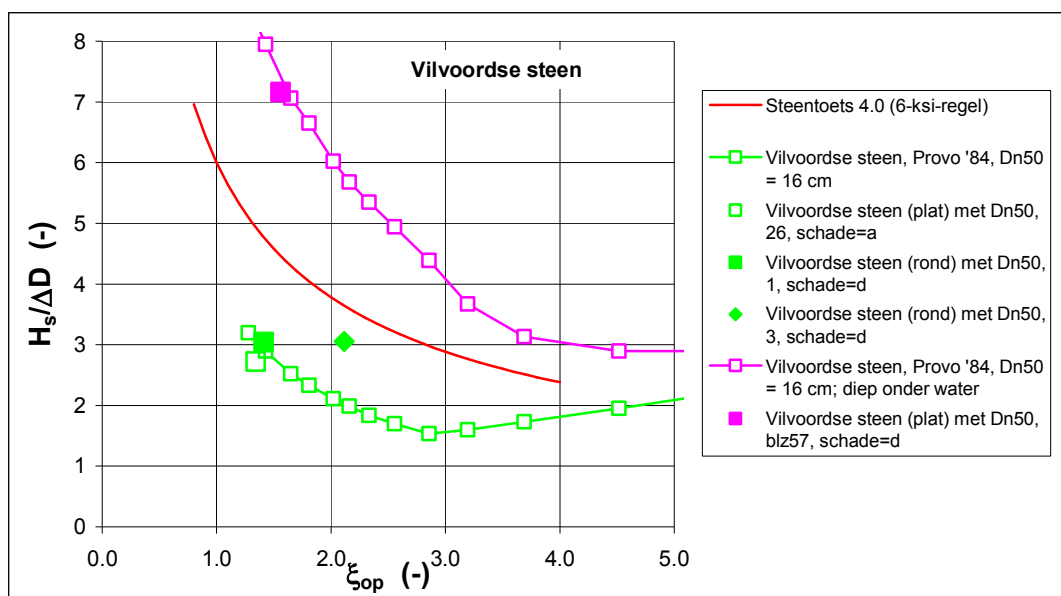
Het blijkt dat de lijn die berekend is met Steentoets2008 precies op de onderste schadepunten ligt. De trend in de metingen wordt goed door het rekenmodel weergegeven.



Op grond van deze ervaring is het niet juist om Vilvoordse steen en Lessinische steen als een gewone steenzetting te zien, omdat dan de stabiliteit ernstig wordt overschat door het rekenmodel. Daarom is besloten om voor deze steenzettingen dezelfde methodiek als voor Noorse steen te gebruiken.

In Figuur 34 is te zien dat de rekenresultaten dan mooie overeenkomen met de meetpunten. Het roze meetpunt en bijbehorende lijn hebben betrekking op een proef waarbij de Vilvoordse steen ver onder water zat en daardoor minder belast werd. Het rekenmodel komt daardoor op een hogere stabiliteit, die goed overeenkomt met het proefresultaten.

In het rekenmodel is verder een waarschuwing toegevoegd dat voor Vilvoordse steen en Lessinische steen de  $D_{n50}$  van de toplaag moet worden gegeven, en niet de dikte  $D$ , zoals dat ook gebruikelijk is voor Noorse steen.



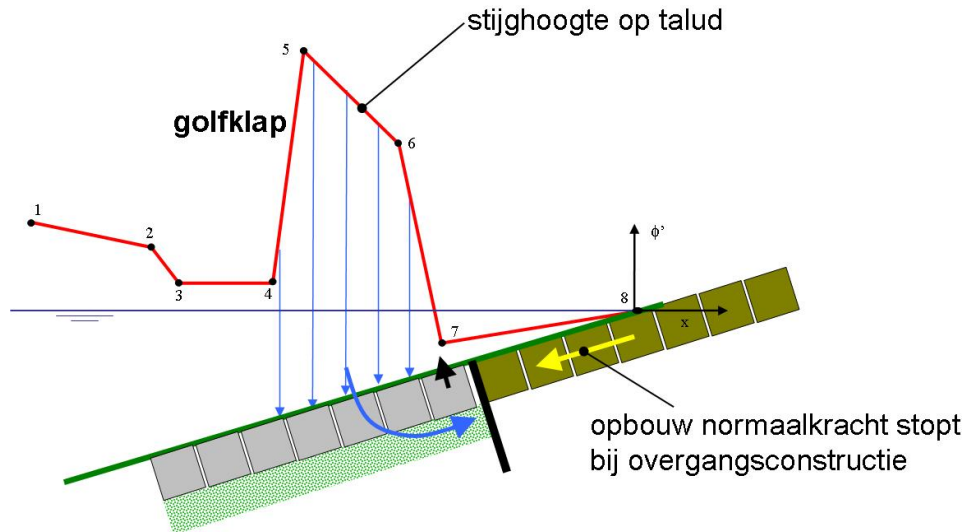
Figuur 34 Verloop van de stabiliteit Vilvoordse steen, opgevat als Noorse steen, samen met meetpunten uit de Deltagoot

## 2.10 Overgangsconstructies

Een overgangsconstructie in de bekleding kan op twee manieren de stabiliteit beïnvloeden (zie Figuur 35):

- De filterlaag kan onderbroken zijn, waardoor plaatselijk hogere stijghoogteverschillen kunnen ontstaan
- De normaalkracht van de bekleding erboven kan door de overgangsconstructie volledig opgevangen worden, zodat in de bovenste rijen blokken van de bekleding eronder geen normaalkracht zit en dus de klemming slechts minimaal zal zijn.

In deze paragraaf wordt de problematiek gerelateerd aan het eerstgenoemde aspect van overgangsconstructies behandeld.



Figuur 35 Groot stijghoogteverschil en geringe normaalkracht in steenzetting vlak onder een overgangsconstructie

Zoals in Figuur 35 is te zien, zal een golflap die vlak onder de overgangsconstructie op de steenzetting neerkomt, water in het filter persen zodat daar een hogere stijghoogte ontstaat. De blokkade van het filter ter plaatse van de overgangsconstructie zal ertoe leiden dat er een groot stijghoogteverschil over het bovenste blokken onder de overgangsconstructie zal optreden.

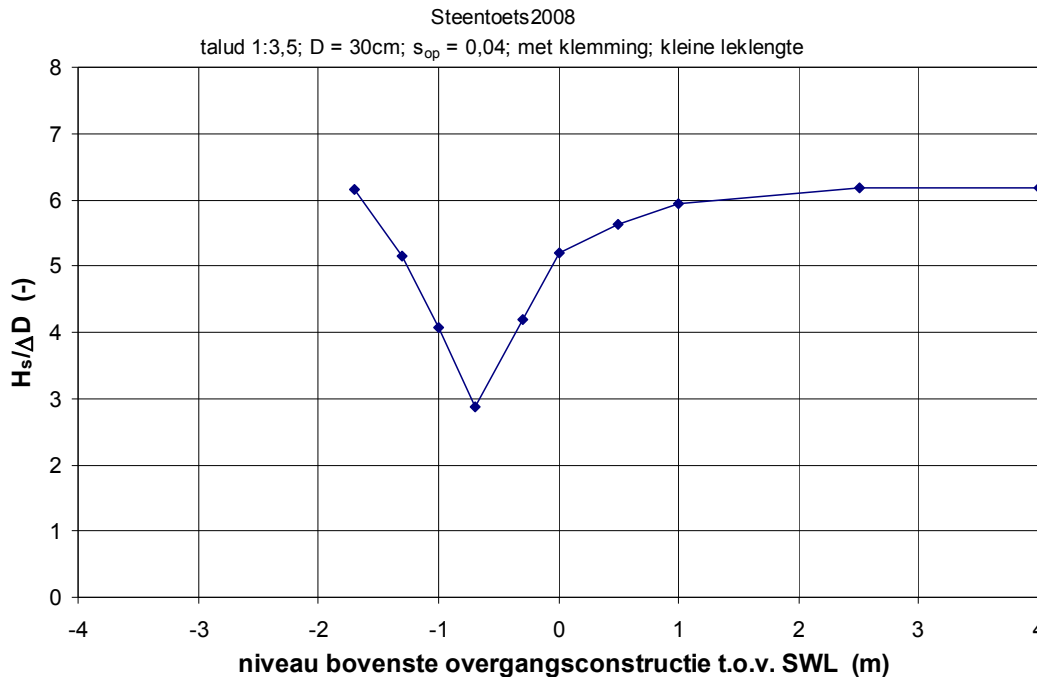
Dit is op zich niet nieuw, maar dreigt in Steentoets2008 tot onrealistisch hogere stijghoogteverschillen te leiden. Doordat de golflappen een gestileerde vorm hebben met een rechte en steile flank tussen punt 6 en 7, en omdat Steentoets de waterstand zo kiest dat de golflap zo ongunstig mogelijk vlak onder de overgangsconstructie plaatsvindt, wordt het stijghoogteverschil extreem hoog. Als de waterstand enkele centimeters veranderd wordt, heeft dat grote invloed op de grootte van het stijghoogteverschil.

In werkelijkheid zal het verloop van de stijghoogte op de toplaag bij punt 7 niet zo'n scherpe hoek maken, maar afgerond lopen. Verder is het niet de bedoeling dat Steentoets2008 de grootst mogelijke stijghoogteverschillen berekend, omdat in het onderzoek is vastgesteld dat de belasting met overschrijdingsfrequentie van 2% maatgevend is voor de stabiliteit.

Vanwege deze brede range van lokaties waar de golflap neerkomt op de steenzetting, in combinatie met het feit dat we zoeken naar de belasting met overschrijdingsfrequentie van 2%, is het niet logisch om de golflap tot op de millimeter te positioneren gericht op het vinden van het grootste stijghoogteverschil.

In Figuur 9 is de lokatie van de grootste 5% golflappen weergegeven, uitgedrukt als diepte ten opzichte van de stilwaterlijn. De golflappen blijken op het talud neer te komen in een brede zone met een diepste lokatie die ongeveer  $0,5H_s$  tot  $H_s$  dieper ligt dan de minst diepe lokatie (beschouw range van z-waarden:  $x_{\phi_{\max}} \cdot \tan\alpha$ ). In horizontale richting gaat het om een range met breedte van  $2H_s$  à  $4H_s$  (zie Figuur 10).

In Figuur 36 is de stabiliteit ( $H_s/\Delta D$ ) als functie van het niveau van de overgangsconstructie gegeven. Duidelijk is te zien dat de stabiliteit sterk afneemt als de overgangsconstructie net onder de waterlijn ligt. De golflap komt dan net onder de overgangsconstructie op de bekleding neer.



Figuur 36 Invloed van niveau van overgangsconstructie op de stabiliteit (bekleding van zuilen)

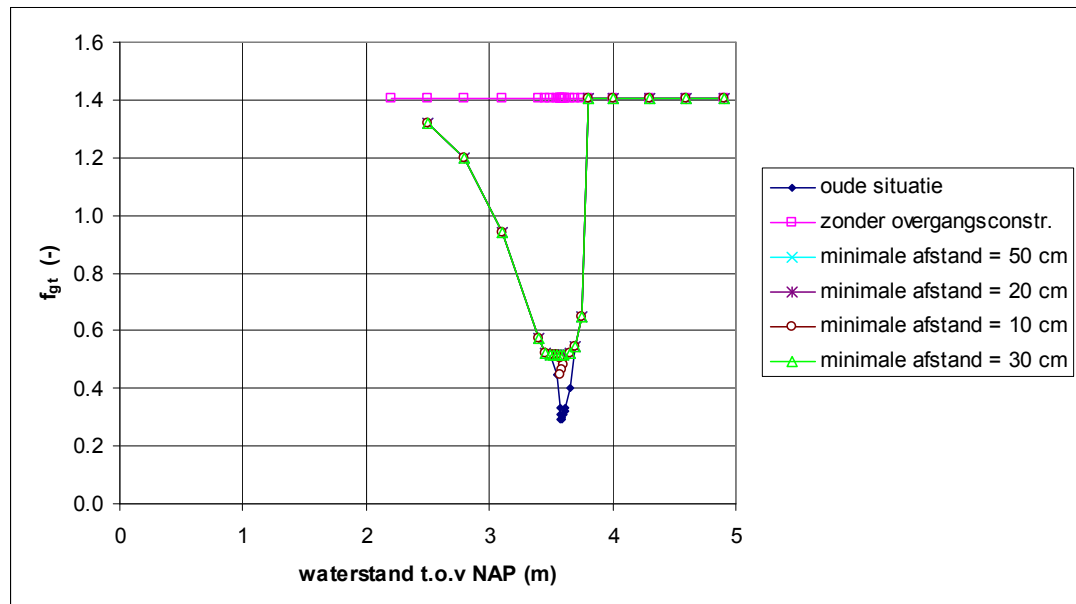
De invloed van de overgangsconstructie is in meer detail te analyseren door de waterstand te variëren en de waarde van  $f_{gt}$  (= toelaatbare belasting gedeeld door optredende belasting) te beschouwen. Deze waarde is een indicatie van de stabiliteit, waarbij de steenzetting stabiel is als de waarde groter dan 1 is. Hoe lager de waarde, hoe groter de belasting. Het verloop van de waarde van  $f_{gt}$  is voor een specifiek geval met  $H_s = 2,0$  m en een overgangsconstructie op NAP+3,0 m gegeven in Figuur 37. Dit rekenvoorbeeld is niet direct vergelijkbaar met Figuur 36.

De grootste invloed van de overgangsconstructie is te verwachten als de waterstand iets boven de overgangsconstructie staat, omdat golfklappen iets onder de waterlijn neerkomen. In het rekenvoorbeeld ligt de overgangsconstructie op NAP+3,0 m en is het dus niet vreemd dat de stabiliteit bij een iets hogere waterstand (namelijk NAP+3,58 m) relatief klein is. Uit Figuur 37 blijkt dat de belasting zonder overgangsconstructie niet afhankelijk is van de waterstand. Zodra een overgangsconstructie wordt geïntroduceerd, zijn er waterstanden waarbij de belasting zeer groot wordt ( $f_{gt}$  wordt zeer klein). Bij het minimum van  $f_{gt}$  heeft een kleine verandering van de waterstand grote consequenties. De invloed van de overgangsconstructie is dus maar in een kleine range van waterstanden sterk merkbaar.

Dit probleem van de grote gevoeligheid voor de waterstand kan verminderd worden door de golfklappen (en fronten) niet te dicht bij de overgangsconstructie te laten komen. Door punt 7 uit het verloop van de stijghoogte (zie Figuur 35) minstens een paar decimeter van de overgangsconstructie te houden, wordt het probleem voorkomen. In Figuur 37 is te zien welke consequentie dit heeft, gegeven een minimale afstand tussen punt 7 en de overgangsconstructie. De resultaten voor een afstand van 20, 30 en 50 cm zijn identiek. Die voor 10 cm geeft een kleine verlaging van de stabiliteit bij een waterstand van 3,58 m. Als deze afstand 0 cm (oude situatie) is er een grote stabiliteitsvermindering bij die waterstand.



Er wordt gekozen voor een minimale afstand van  $H_s/\tan\alpha/20$  (horizontaal), of in verticale richting  $H_s/20$ . Deze afstand is klein ten opzichte van de range waarbinnen golfklappen vallen (hooguit 1/10 deel ervan), waardoor we nog steeds het overgrote deel van de zware golfklappen meetellen in de berekeningen. Het realiseert echter wel het gestelde doel, want de extreme gevoeligheid voor de waterstand verdwijnt erdoor. In Figuur 37 komt dit overeen met een minimale afstand van  $H_s/\tan\alpha/20 = 2/0,286/20 = 0,35$  m.



Figuur 37 Invloed van waterstand op de stabiliteit (bekleding van zuilen,  $H_s = 2$  m;  $T_p = 6$  s;  $\tan\alpha = 1/3,5$ ) bij verschillende horizontale afstanden tussen punt 7 en de overgangsconstructie. De overgangsconstructie ligt in deze berekeningen op NAP+3,0 m.

Een tweemaal zo grote of tweemaal zo kleine waarde levert ongeveer dezelfde resultaten, zodat gesteld kan worden dat de rekenresultaten niet erg gevoelig zijn voor de keuze van deze afstand.

## 2.11 Traagheid en toestroming bij klemming

De formules voor klemming zijn gebaseerd op het statische evenwicht van een rij blokken. Deze wordt door het stijghoogteverschil omhoog geduwd en vindt vervolgens evenwicht met het op te nemen moment en dwarskracht in de rij blokken. Dit statische evenwicht gaat voorbij aan het feit dat dit evenwicht alleen gevonden kan worden na een kleine beweging van de rij blokken. In deze paragraaf is voorgesteld om ook deze beweging in de formules mee te nemen.

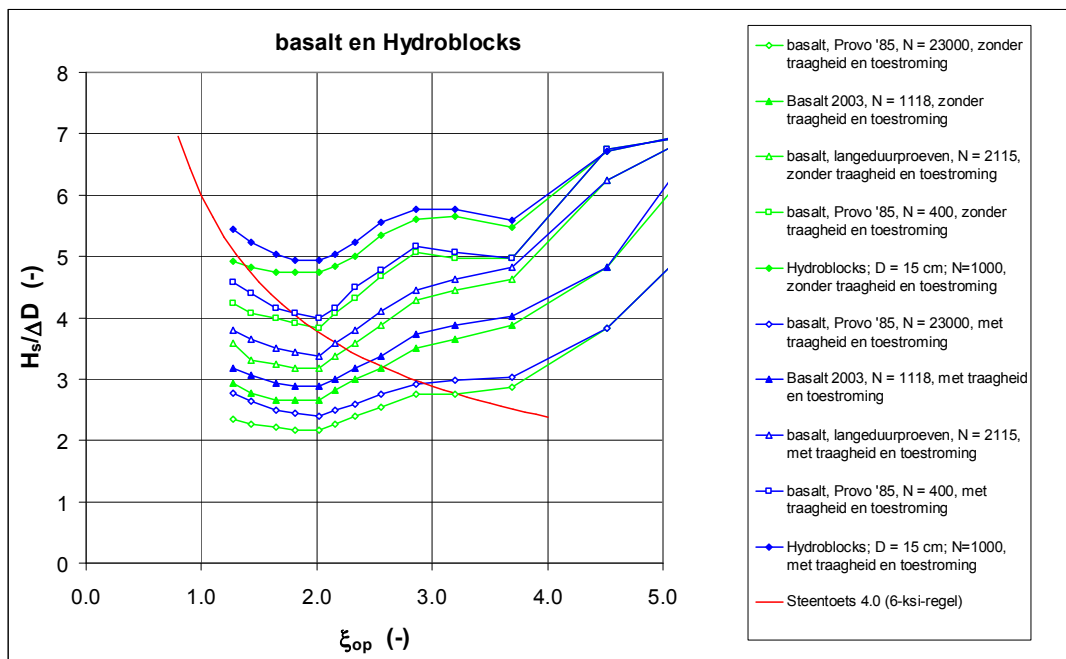
Ook in de oude Steentoets en in ANAMOS werd de stabiliteit van het losse blok beoordeeld met als criterium dat tijdens enkele extreme golven in de maatgevende storm de blokken een beetje mogen bewegen. Doordat deze beweging slechts zeer kortdurend is, is er een grote invloed van de massa traagheid en de verhinderde toestroming.

De verhinderde toestroming betreft het fysisch proces dat wanneer een blok gaat bewegen, de ruimte eronder gevuld moet blijven met water. Het bewegende blok zuigt dus water aan, en dat water moet toestromen door het omliggende filter en toplaag. Dit toestromende water gaat gepaard met een verlaging van de stijghoogte onder de toplaag. Dit proces is

vergelijkbaar met wat men ervaart als men onder water een losse steen uit de steenzetting probeert te trekken. Langzaam trekken gaat dan veel gemakkelijker dan met een korte ruk, omdat dan de steen vastgezogen lijkt te zitten op de ondergrond.

Op dezelfde wijze als in ANAMOS kan de invloed van traagheid en verhinderde toestroming meegenomen worden in de klemmingformules. Daarbij wordt de invloed van deze aspecten verdisconteerd in het stijghoogteverschil, zoals in detail is weergegeven in de documentatie (Klein Breteler, 2009).

Dit levert een wat hogere stabiliteit, vooral bij kleine waarde van  $\xi_{op}$ . Naarmate  $\xi_{op}$  groter wordt, wordt de invloed steeds kleiner, zoals te zien is in Figuur 38.



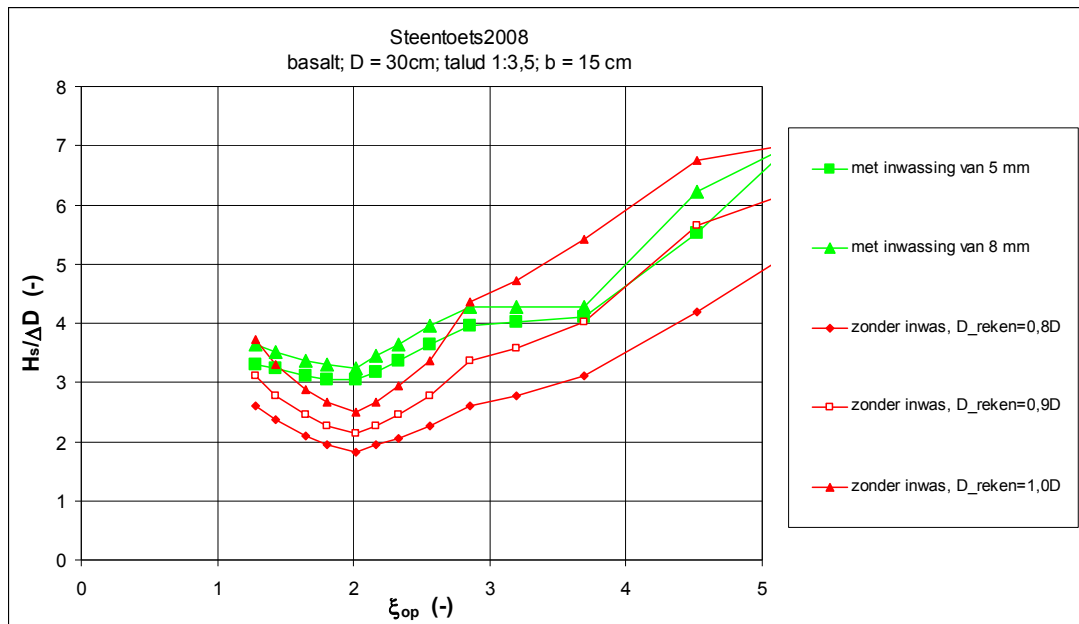
Figuur 38 Stabiliteit van basalt en Hydroblocks met en zonder de invloed van toestroming en traagheid

De invloed van de traagheid en de verhinderde toestroming is het grootst als de bijdrage van de klemming klein is, zoals bij basalt. Bij Hydroblocks is het stijghoogteverschil zo groot, dat de vermindering van het stijghoogteverschil als gevolg van traagheid en de verhinderde toestroming in verhouding vrij klein is.

## 2.12 Basalt zonder inwasmateriaal

Het toevoegen van inwasmateriaal in een open steenzetting, zoals zuilen, heeft als gevolg dat de doorlatendheid van de toplaag verminderd (ongunstig voor de stabiliteit) en de klemming vergroot wordt (gunstig voor de stabiliteit). Beide invloeden zijn meegenomen in het rekenmodel, maar bij testberekeningen is gebleken dat bij basalt de ongunstige invloed op de doorlatendheid van de toplaag soms overheerst over de gunstige invloed op de klemming. Vergelijk daarvoor in Figuur 39 de groene lijnen met de rode lijn met driehoeken. Daardoor lijkt een steenzetting volgens Steentoets2008 minder stabiel te zijn als er inwasmateriaal wordt toegepast.

Omdat in de praktijk en in modelonderzoek is gebleken dat het inwassen van de steenzetting een hogere stabiliteit geeft, was het nodig Steentoets op dit punt aan te passen.



Figuur 39 Stabiliteit van basalt met en zonder inwasmateriaal, en toepassing van een correctiefactor op de stabiliteit

Er is voor gekozen om de stabiliteit van de niet ingewassen basalt kunstmatig te verlagen. In dat geval wordt er gerekend met een rekenwaarde voor de toplaagdikte gelijk aan 90% van de werkelijke dikte in de module waar de sterkte wordt uitgerekend. In Figuur 39 is aan de rode lijn met blokjes te zien dat de stabiliteit van de niet ingewassen basalt dan wel vrijwel altijd lager is dan de ingewassen basalt, zeker in het normale toepassingsgebied van  $1,5 < \xi_{op} < 2,5$ .

## 2.13 Bekledingen met grote dikte

Volgens het rekenmodel is de  $H_s/(\Delta D)$  bij schade bij geklemde open steenzettingen met grote dikte beduidend groter dan die met kleine dikte. Dit type steenzetting komt het meeste voor in Nederland en daarom is het belangrijk om hier zorgvuldig mee om te gaan.

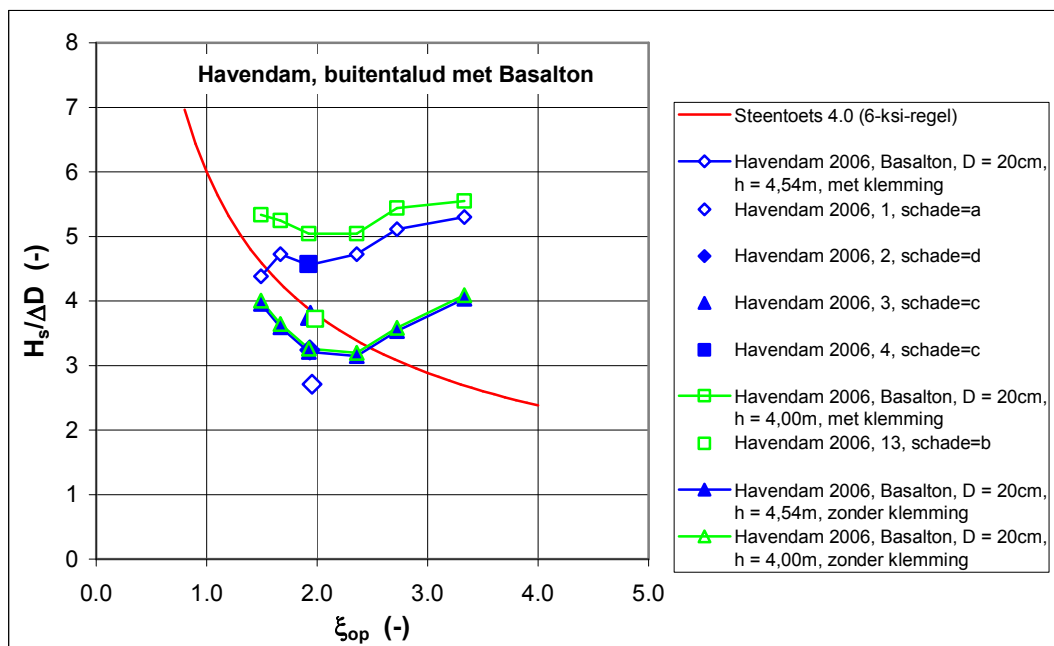
Hoewel deze trend duidelijk voortvloeit uit de formules, is hiervoor helaas nauwelijks experimentele bevestiging voorhanden.

De invloed van de toplaagdikte is weergegeven in figuur B.30 t/m B.35 in bijlage B. In vergelijking tot Steentoets4.0 (zonder 6-ksi-regel) blijkt dat de invloed van de toplaagdikte ongeveer vergelijkbaar te zijn. Van een toplaagdikte van 0,15 tot 0,40 m neemt de stabiliteit volgens Steentoets2008 (volgens de figuren) gemiddeld met een vergelijkbare factor toe als volgens Steentoets4.0 (zonder 6-ksi-regel). Alleen bij steenzettingen met een korte leklengte en  $s_{op} = 0,04$  is de toename volgens Steentoets2008 veel groter, en bij medium en lange leklengte en  $s_{op} = 0,04$  is die toename juist veel kleiner.

Op grond hiervan wordt de trend uit de formules geaccepteerd, maar wordt de stabiliteit aan de bovenzijde begrensd om extreem hoge stabiliteit bij een dikke steenzettingen te voorkomen. Deze begrenzing is nader toegelicht in paragraaf 2.12 (tweede aandachtspunt).

## 2.14 Havendammen

Steenzettingen op het buitentalud van een havendam blijken al bij een relatief lage belasting schade te geven. Als gewoon met klemming wordt gerekend blijkt uit Figuur 41 dat het rekenmodel de stabiliteit overschat.



Figuur 40 Stabiliteit van Basalton op het buitentalud van een havendam

Waarschijnlijk is de lage stabiliteit een gevolg van de geringe klemming van de steenzetting als de zwaarbelaste zone in de buurt ligt van de kruin. Daarom is Steenstoets zodanig aangepast dat klemming niet wordt meegeteld als de kruin minder dan een halve golfhoogte boven de waterstand uitsteekt.

De rekenresultaten na deze wijziging (lijnen zonder klemming; met dichte symbolen) zijn ook weergegeven in Figuur 40. Het blijkt dat de stabiliteit nu niet meer wordt overschat.

## 2.15 Overige wijzigingen

Tenslotte zijn er een aantal wijzigingen doorgevoerd in het rekenmodel om vreemde of extreme rekenresultaten te voorkomen. Deze zijn:

- Minimale lek lengte  
Afhankelijk van de invoer kan de lek lengte een extreem lage waarde krijgen die problemen geeft in het rekenmodel. Er kunnen dan foutmeldingen ontstaan. Om dit te voorkomen is een minimale lek lengte van  $\Lambda_{\min} = D/2$  in het rekenmodel opgenomen:

$$\Lambda = \max \left( \sqrt{\frac{D(b_1 k_1 + b_2 k_2)}{k'}}; 0,5 \cdot D \right) \quad (2.26)$$

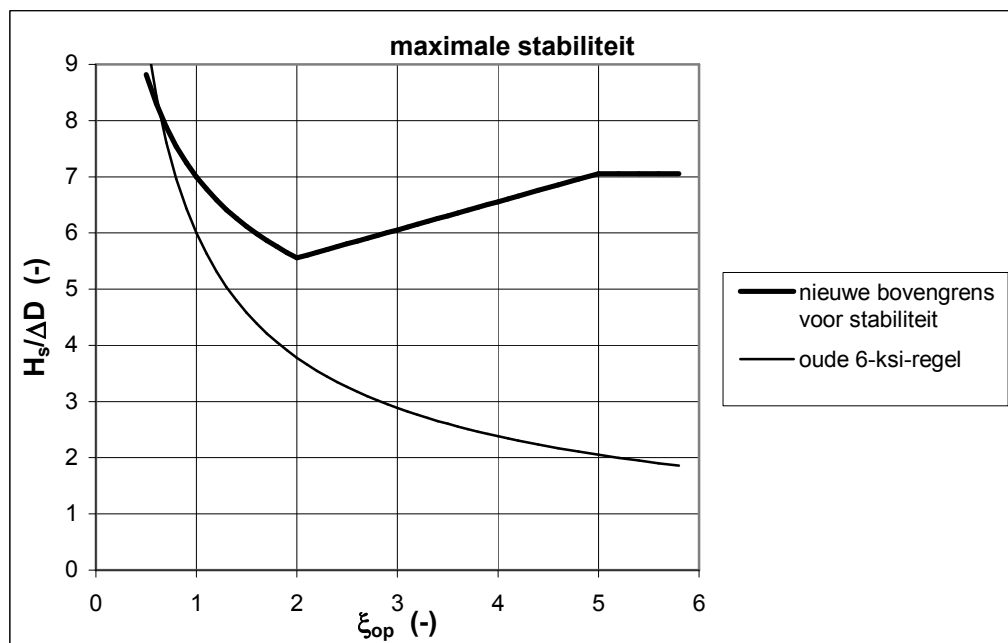
- Aan de bovenzijde limiteren van de maximale  $H_s/\Delta D$ :  
Door het “slim” kiezen van de invoervariabelen is het mogelijk een steenzetting te maken die volgens het rekenmodel een extreem hoge stabiliteit heeft. Het is echter niet te verwachten dat een dergelijke extreem hoge stabiliteit ook overeenkomt met de realiteit. Dit probleem bestond ook al in ANAMOS, en daar is toen de 6-ksi-regel voor bedacht. Omdat er nu meer vertrouwen is in het rekenmodel is de maximale waarde van  $H_s/\Delta D$  nu wat hoger gelegd, en is er ook rekening gehouden met de invloed van lange golven en scheve golfaanval. De volgende formule is gehanteerd:

$$f_{gt} = \min \left( \frac{7(\min(\xi_{op}; 2))^{-1/3} + \max(0,5 \cdot (\min(\xi_{op}; 5) - 2); 0)}{\max\left(f_\beta; 0,4; \frac{0,3}{H_s}\right) \cdot H_s / (\Delta D)}; f_{gt1} \right) \quad (2.27)$$

$f_{gt}$  = verhouding tussen de maximaal toelaatbare  $H_s/\Delta D$  en de actuele (-).

$f_{gt1}$  = waarde van  $f_{gt}$  die resulteert uit het rekenmodel zonder toepassing van het maximum (-)

Voor loodrechte golfaanval ( $f_\beta = 1$ ) geeft dit een maximale waarde aan de toelaatbare  $H_s/\Delta D$  die getekend is in Figuur 41. Voor  $\xi_{op} < 2$  is gekozen voor  $H_s/\Delta D = 7\xi_{op}^{-1/3}$ , omdat de huidige rekenresultaten vaak een wat kleinere invloed van  $\xi_{op}$  laten zien. De oplopende waarde van  $H_s/\Delta D$  als  $\xi_{op} > 2$  komt overeen met resultaten van het Deltagootonderzoek (Klein Breteler e.a., 2005).



Figuur 41 Maximale stabiliteit voor loodrechte golfaanval.

Voor zeer scheef invallende golven kan de toelaatbare  $H_s/\Delta D$  oplopen tot circa 20. De waarde van  $f_\beta$  is hier begrensd op 0,4 om te zorgen dat  $H_s/\Delta D$  niet veel groter wordt dan 20.

De term  $0,3/H_s$  zorgt ervoor dat de bekleding minimaal in staat is om een loodrechte golfaanval van 30 cm hoogte te weerstaan.

- Afname van de klemming bij de teen:

Het is denkbaar dat de klemming bij de teen plaatselijk iets kleiner zou kunnen zijn dan hoger op het talud. Aanvankelijk was een formule opgenomen waarbij er helemaal geen klemming meer over is bij de teen, maar dat lijkt minder realistisch. Daarom zijn de formules wat gewijzigd zodat de klemming geleidelijk tot de helft afneemt bij de teen:

$$f_5 = \min \left[ \frac{x_N - x_{teen}}{10D} + 0,5; 1,0 \right] \quad (2.28)$$

Voor het narekenen van de Deltagootproeven is met een bijzondere versie van het programma gerekend met  $f_5 = 1$ , omdat in de Deltagoot steeds een erg stijve teen is aangebracht. Daardoor is het niet te verwachten dat er lokaal minder klemming bij de teen aanwezig is.

- Minimale klemming:

In het rekenmodel wordt altijd eerst gekeken of de steenzetting stabiel is uitgaande van losse blokken. Pas als dit niet het geval is, wordt gekeken of de steenzetting stabiel is inclusief klemming, op voorwaarde dat er sprake is van klemming in de steenzetting. In sommige gevallen is de stabiliteit van het losse blok hoger dan die van de geklemde zetting. Omdat dit minder logisch is, is het rekenmodel aangepast en wordt er gerekend met een bescheiden klemfactor bij het beoordelen van de stabiliteit van losse blokken (mits er sprake is van klemming). Deze klemfactor is gesteld op  $\Gamma_{klem} = 1,4$ , terwijl als er geen klemming is gerekend wordt met  $\Gamma_{klem} = 1$ . Voor de bijzondere gevallen waarbij de geklemde zetting minder stabiel is dan het losse blok, is de geklemde zetting hierdoor orde 10% stabielier dan wanneer de gebruiker zou invullen dat er geen klemming aanwezig is.

Hierdoor worden de rekenresultaten logischer.

## 3 Vergelijking van verbeterd rekenmodel met Deltagootproeven

Nadat in het vorige hoofdstuk in detail is aangegeven hoe stap voor stap het rekenmodel is verbeterd, is in dit hoofdstuk het verbeterde rekenmodel (Steentoets2008 versie 0.80) vergeleken met alle beschikbare resultaten van Deltagootproeven met onregelmatige golven. Er wordt hier geen gebruikgemaakt van kleinschalig modelonderzoek vanwege conflicterende schaalregels die het resultaat beïnvloeden (Klein Breteler, 1986). Verder is er geen gebruikgemaakt van regelmatige golfproeven omdat de vertaling naar de praktijk dan op problemen stuit.

Er is ook gezocht naar geschikt vergelijkingsmateriaal in de internationale literatuur. Helaas heeft dit niets opgeleverd.

De vergelijking tussen de rekenresultaten en de proefresultaten is gegeven in de vorm van  $H_s/(\Delta D) - \xi_{op}$  figuren. Steeds zijn de lijnen in deze figuren berekend met Steentoets en geven ze de hoogste waarde waar nog net het toetsresultaat 'goed' verkregen wordt. De punten in die figuren zijn de meetresultaten uit Deltagootonderzoek. Hierbij is de volgende systematiek gehanteerd:

- open symbolen: schadecategorie a en b
- dichte symbolen: schadecategorie c en d
- symbolen en lijnen van dezelfde kleur horen bij elkaar.

De genoemde schadecategorieën zijn nader verklaard aan het begin van hoofdstuk 2.

Voor details omtrent de Deltagootproeven wordt verwezen naar tabel A1 t/m A10 in bijlage A.

### 3.1 Steenzettingen die met het Black box model doorgerekend worden

In alle beschikbare literatuur is gezocht naar resultaten van grootschalig modelonderzoek met proeven die uitgevoerd zijn met onregelmatige golven en die bovendien nagerekend kunnen worden met het Black box model van Steentoets2008 (versie 0.80). Dit betreft steenzettingen zonder filterlaag en steenzettingen met een ingegoten toplaag.

De spurtocht in de literatuur heeft 6 onderzoeken opgeleverd met bruikbare resultaten:

- Grootschalig onderzoek tbv de Oesterdam (Den Boer, 1982)
- Verweking van zand onder een steenzetting met talud 1:3 onder invloed van golfbelasting (Lindenberg 1988)
- Stabiliteit van steenzetting met klei-onderlaag (Wouters, 1993)
- Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen (Smith e.a. 2000)
- Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond (Hofland en Klein Breteler 2006)
- Geavanceerde toetsing van steenbekleding op Afsluitdijk (Klein Breteler, 2007b)

De belangrijkste eigenschappen van de modelonderzoeken zijn gegeven in tabellen A.1 en A.2 (zie bijlage A). Daarin zijn ook de golfcondities, waterstand, belastingduur en resulterende schade vermeld.

De resultaten van de proeven zijn in  $H_s/\Delta D - \xi_{op}$  grafieken gegeven, samen met de resultaten van berekeningen met het rekenmodel Steentoets2008. Het rekenresultaten hiervan betreft de grens tussen goed en twijfelachtig. Ter vergelijking zijn ook de formules uit Steentoets4.0 ingetekend.

De resultaten m.b.t. het Black box type 1 (steen-zetting op geotextiel op zand) zijn gegeven in de bovenste grafiek van Figuur B.1 (zie bijlage B). De rekenresultaten met Steentoets2008 liggen exact op de ondergrens van Steentoets4.0, hetgeen te verwachten was, omdat de formules niet veranderd zijn.

De meetresultaten liggen mooi in het midden van het twijfelachtige gebied.

De resultaten m.b.t. het Black box type 2 (steen-zetting op klei of op zand-asfalt) zijn gegeven in de onderste grafiek van Figuur B.1. Het beeld is weer vergelijkbaar met die in de bovenste grafiek: de grens tussen goed en twijfelachtig van Steentoets2008 komt overeen met de ondergrens van Steentoets4.0 en de metingen liggen mooi in het twijfelachtige gebied.

In Figuur B.2 (bovenste) zijn de resultaten voor goed ingegoten basalt gegeven. De lijnen van Steentoets4.0 ontbreken hier, omdat dat rekenmodel nog niet in staat was dit type steen-zetting door te rekenen. Voor de rekenresultaten van Steentoets2008 is onderscheid gemaakt tussen de half ingegoten basalt en de volledige ingegoten basalt. Voor die laatste zijn er twee lijnen in de figuur getekend, omdat bij de verschillende proeven er verschil in waterstand en belastingduur was.

Het blijkt dat de rekenresultaten goed overeenkomen met de metingen. De metingen zonder schade liggen namelijk onder de lijn en die met schade erboven.

De steen-zetting die overgoten is met gietasfalt uit het onderzoek van 1997/1998 (Smith e.a. 2000) wordt door Steentoets doorgerekend met het Black box model alsof het een zetting van type 3c is (zie blz. 77 in het Technisch Rapport Steen-zettingen, deel toetsing). De resultaten zijn gegeven in de onderste grafiek van Figuur B.2. De overgang van geen schade naar schade blijkt hoog in het twijfelachtige gebied te liggen. Dat betekent dat de formules vrij conservatief zijn.

Het onderzoek ten behoeve van de Afsluitdijk (Klein Breteler 2007b) heeft concrete resultaten opgeleverd m.b.t. de stabiliteit van een steen-zetting boven de waterlijn. Het betrof een steen-zetting van granietblokken met DV-voegvulling op zand en klei. Deze wordt volgens de systematiek van Steentoets2008 ingedeeld bij het Black box type 2. Doordat de steen-zetting boven de waterlijn ligt, wordt er gerekend met een rekenwaarde van de toplaagdikte die 25% groter is dan de werkelijke dikte.

De resultaten zijn in Figuur B.3 gegeven. Het blijkt dat het meetpunt zonder schade ver boven de berekende lijnen ligt. Dat betekent dat de steen-zetting boven de waterlijn veel stabiel is dan volgens Steentoets2008. Dit geldt overigens waarschijnlijk voor alle type steen-zettingen boven de waterlijn.



Concluderend kan gesteld worden dat uit de vergelijking tussen de metingen en Steentoets2008 blijkt dat de rekenresultaten goed overeenkomen met de metingen, behalve voor de steenzetting boven de waterlijn. In het laatste geval zijn de rekenregels kennelijk erg conservatief. Een verbetering van de rekenmethode voor steenzetting boven de waterlijn valt buiten het kader van dit onderzoek.

### 3.2 Plat gezette betonblokken op een filter

Er zijn in het verleden veel metingen in de Deltagoot uitgevoerd met betonblokken die plat op een filterlaag zijn gezet. Alle details omtrent deze proeven zijn samengevat in tabellen A.3 en A.4. De metingen zijn samen met de berekeningen gegeven in Figuur B.4 tot en met B.8. Hoewel deze in de meeste gevallen niet relevant is, is in deze figuren als referentie ook de lijn met functie  $H_s/(\Delta D) = 6\xi_{op}^{-2/3}$  gegeven (6-ksi-regel).

In Figuur B.4 zijn de proeven gegeven die in 1997 zijn uitgevoerd in de Deltagoot (Smith e.a. 2000) met blokken van 50x50 cm<sup>2</sup>. Deze proeven zijn uitgevoerd met een 5 m brede berm op 5 m boven de gootbodem. De proeven uit serie 4 zijn uitgevoerd met al dan niet dichtgeslibde spleten en een dichtgeslibd filter. De proeven uit serie 6 zijn uitgevoerd met een bijzonder breed spectrum. De constructie was echter identiek aan die van serie 5, waardoor de rekenresultaten van Steentoets2008 ook identiek zijn.

Het blijkt dat alle proeven met schade boven de lijnen van Steentoets2008 liggen. Sommige punten zonder schade liggen echter ook boven de lijnen, en dat maakt het rekenmodel wat conservatief.

De meetresultaten in Figuur B.5 zijn verkregen in Deltagootonderzoek dat is uitgevoerd in 1998 (Smith e.a. 2000) met grote en kleine blokken. In dit onderzoek is ook aandacht geweest voor schaaleardeffecten.

We zien dat de proefresultaten met de kleine blokken netjes overeenkomen met de rekenresultaten, want de punten met schade liggen boven de lijn en die zonder schade liggen eronder.

Voor de grote blokken is dit echter niet het geval. Zeker proef 20ao4 (blauwe ruit) ligt ver onder de berekende lijn. Deze proef is uitgevoerd met blokken met brede stootvoegen, zonder inwasmateriaal in de spleten. Dit maakt dat de blokken meer vrijheid om te bewegen hebben dan normaal. Deze blokken gingen tijdens de proeven zijdelings schuiven, zodat er plaatselijk zeer brede spleten ontstonden en op andere plaatsen vrijwel dichte spleten. Deze vrijheid heeft kennelijk ervoor gezorgd dat er al bij een vrij lage golfhoogte instabiliteit optreedt. Een vergelijkbaar resultaat is ontstaan tijdens serie 12b (Smith e.a. 2000). De proeven 20ao3 en 20ao4 kunnen daarom niet goed vergeleken worden met het rekenmodel.

De proeven 20ao05 t/m 20ao08 zijn ook uitgevoerd met grote blokken met brede stootvoegen, maar die stootvoegen waren gevuld met steenslag. Daardoor was er veel minder vrijheid voor de blokken om zijdelings te schuiven. Desondanks ligt het schadepunt toch iets onder de berekende lijn, mogelijk omdat er na verloop van tijd veel inwasmateriaal uitspoelt en de blokken toch zijdelings kunnen gaan schuiven.

Het wordt afgeraden om dit constructietype in de praktijk toe te passen.

De proeven met blokken uit het eindverificatie-onderzoek (Wouters 1991) zijn gegeven in Figuur B.6. Hier geldt dat er veel punten zonder schade ver boven de berekende lijnen liggen, zodat geconcludeerd kan worden dat voor deze bekledingen het rekenmodel erg conservatief is.

Hetzelfde beeld is te zien in Figuur B.7. Hier zijn de resultaten van langeduurproeven op Haringmanblokken gegeven, en proeven op Armoflexblokken zonder kabels.

Mogelijk is er in de Deltagoot soms sprake van enige klemming, waardoor de stabiliteit een stuk hoger is dan volgens het rekenmodel.

De proeven uit de tachtiger jaren zijn weergegeven in Figuur B.8. Hoewel er van alles gevarieerd is aan de bekledingen, zoals gaten in de blokken e.d., is de stabiliteit er niet erg door beïnvloed. De berekeningen blijken hier goed mee overeen te stemmen. Het rekenmodel is wat conservatief te noemen.

Het verschil tussen de rekenresultaten en de metingen is nu veel kleiner dan in Figuur B.7. Mogelijk is dat een gevolg van het feit dat hier gewerkt is met blokken op pennen, zodat er zeker geen klemming is opgetreden.

### 3.3 Betonblokken op hun kant

De proefresultaten met betonblokken op hun kant op een filterlaag zijn te vinden in tabel A.5 en A.6, en in de Figuren B.9 tot en met B.12.

De proeven uit 1998 (Smith e.a. 2000) zijn uitgevoerd met een talud van 1:3,5 met een 5 m brede berm op 5 m boven de gootbodem. In de figuren is te zien dat de schadepunten steeds boven de berekende lijnen liggen.

Bij de proeven 12a011 en 12co5 (Figuur B.9) is de afstand tot berekende lijn echter wel erg klein.

In serie 21 en 23 (Figuur B.11) liggen de punten zonder schade vrij ver boven de berekende lijnen, behalve die voor blokken op hun kant met brede stootvoegen zonder inwassing (groene punten en lijn). Hier speelt hetzelfde probleem als bij proef 20ao4 in Figuur B.5. Tijdens de proeven gingen de blokken in zijdelings richting verschuiven, waarna tijdens proef 23o2 al bij een relatief lage belasting begin van beweging werd geconstateerd. Dat het rekenmodel een veel hogere bezwijkbelasting geeft, komt doordat het geen rekening houdt met die bewegingsvrijheid. Het is daarom ook niet aan te bevelen een dergelijke steenzetting in de praktijk te bouwen.

De langeduurproeven met blokken op hun kant zijn gegeven in Figuur B.12. De schadepunten liggen weer allemaal boven de berekende lijnen, waaruit blijkt dat het rekenmodel conservatief is.

### 3.4 Zuilen

Een overzicht van de proefresultaten en constructie-eigenschappen m.b.t. steenzettingen met zuilen (Basalton, Hydroblock, basalt, C-Star en Pit-polygoonzuilen) is opgenomen in tabellen A.7 en A.8. De proefresultaten zijn samen met de rekenresultaten weergegeven in Figuur B.13 tot en met B.17.

Er zijn helaas vrij weinig proeven uitgevoerd met Basalton, maar de enkele punten in Figuur B.13 sluiten wel goed aan op de rekenresultaten. De zwarte lijn, die betrekking heeft op de proeven met langeduurbelasting, had wellicht nog wat hoger kunnen liggen.

In Figuur B.14 zijn de metingen en berekeningen met Hydroblocks gegeven. Het blijkt dat de zwarte lijn voor de langeduurbelasting precies goed ligt (tussen het punt zonder schade en die met schade). De blauwe ruit (schade) ligt echter onder de berekende lijn en dat is in principe niet goed. In dit geval gaat het echter om hergebruikte Hydroblocks waarvan door Klein Breteler e.a. (2005) al was vastgesteld dat deze een lagere stabiliteit hebben dan de nieuwe Hydroblocks die normaal gebruikt worden.

Ook de berekende lijn voor relatief lange golven (blauwe lijn) komt goed overeen met de meetpunten.

In Figuur B.15 is te zien dat de berekeningen voor basalt, nu er gerekend wordt met gereduceerde klemming, goed overeenkomen met de metingen. Wel opvallend is de grote spreiding in meetresultaten uit 2003. De driehoeken van proef 5 en 6 liggen ver boven de lijn die berekend is voor niet uitgezochte basalt (type 26.0, blauwe lijn met dichte driehoeken), ook het punt zonder schade (proef 5). Daarom is ook een lijn berekend voor basalt waar de slechte zuilen zijn uitgehaald (type 26.1, blauwe lijn met open driehoeken). Proef 6 (dichte driehoek) ligt daar zelfs boven.

De rekenresultaten zijn in vergelijking tot de langeduurproeven (groene, zwarte en grijze lijnen en punten) behoorlijk conservatief.

Zoals te zien is in Figuur B.16 liggen de meetpunten voor C-Star en Pit-Polygoonzuilen veel hoger dan de berekende lijnen. Voor C-Star zou dit veroorzaakt kunnen zijn door de mogelijk grote wrijving van de blokken onderling. In het rekenmodel wordt voor alle steenzettingen behalve basalt gerekend met een wrijvingscoëfficiënt van 0,55, terwijl C-Star blokken onder druk enigszins aan elkaar gaan plakken. Vooral nog is de wrijvingscoëfficiënt voor C-Star niet aangepast.

In 1997 is in de Deltagoot een steenzetting van Basalton op een 5 m brede berm op 4 m boven de gootbodem beproefd. De meetresultaten zijn samen met de berekeningen gegeven in Figuur B.17. Het blijkt dat het schadepunt precies op de berekende lijn ligt. Het rekenmodel geeft dus een iets te rooskleurig beeld van de stabiliteit.

### 3.5 Overige natuursteenbekledingen

In de categorie natuursteenbekledingen zijn er, naast steenzettingen van basalt, in de Deltagoot ook proeven gedaan met granietblokken en Vilvoordse steen. De resultaten ervan zijn samen met de rekenresultaten in Figuur B.18 gezet. De details omtrent de constructie en hydraulische randvoorwaarden zijn vermeld in tabel B.7 en B.8.

Door Vilvoordse steen te beschouwen als Noorse steen komen de rekenresultaten goed overeen met de berekeningen. Dit geldt ook voor de zeer diep onder water liggende Vilvoordse steen (magenta blokjes).

De granietblokken waren volledig dichtgeslibd, inclusief het filter. Het slib is in de berekeningen niet meegenomen. Volgens de berekeningen had de golfhoogte nog aanzienlijk

opgevoerd kunnen worden voordat schade zou zijn ontstaan. Dat er tijdens proef 4a07 al enige beweging in de bekleding kwam, kan toegeschreven worden aan een wat gebrekkige uitvoering van de bekleding. Dit was tijdens het onderzoek al gesignaleerd, en daarom is de serie proeven overgedaan (serie 4d, waarvan proef 4d010 in Figuur B.18 vermeld is).

### 3.6 Buitentalud havendammen

Tijdens Deltagootonderzoek met havendammen is meerdere malen vastgesteld dat de stabiliteit van de steenzetting op het buitentalud wat minder is dan op een normale dijk. Daarom wordt gerekend zonder klemming.

De eigenschappen van de steenzettingen en de hydraulische omstandigheden van de proeven zijn vermeld in tabel B.9 en B.10. De resultaten van de proeven en de berekeningen zijn weergegeven in Figuur B.19 en B.20.

In bijna alle gevallen liggen de schadepunten boven de berekende lijnen, zoals de bedoeling is. Alleen proef 2 van de havendam van de Urk (groen blokje in figuur A.19) ligt er net onder. Dit was een steenzetting met basalt die al opmerkelijk snel schade gaf. Omdat er ook een hoger gelegen punt is zonder schade, is het rekenmodel hiervoor niet aangepast.

### 3.7 Kruin en binnentalud havendammen

In Figuur B.21 en B.22 in bijlage B zijn de proefresultaten en rekenresultaten van steenzettingen op de kruin en het binnentalud gegeven. Nadere details omtrent deze proeven zijn vermeld in tabel B.9 en B.10.

Uit de figuur blijkt dat de formules voor de kruin goed aansluiten op de metingen, want de schadepunten (dichte punten) liggen allemaal boven de lijnen, maar niet te ver erboven.

Die voor het binnentalud zijn vrij conservatief. Er zijn namelijk helemaal geen schade punten, terwijl er een aantal punten zonder schade ruim boven de lijnen liggen.

### 3.8 Conclusie t.a.v. de vergelijking met Deltagootproeven

De speurtocht door alle verslagen van het steenzettingonderzoek heeft in totaal 167 bruikbare proeven opgeleverd van grootschalig modelonderzoek met onregelmatige golven. In 73 van deze proeven was er sprake van schade (categorie c en d). Er zijn geen bruikbare proeven gevonden in de internationale literatuur.

De vergelijking tussen de meetpunten en de rekenresultaten leidt tot de conclusie dat het rekenmodel meestal enigszins conservatief is en soms heel conservatief. In uitzonderlijke gevallen overschat het rekenmodel de sterkte iets.

De grootste discrepanties tussen het rekenmodel en de metingen zijn:

- Voor steenzettingen boven de waterlijn wordt de stabiliteit flink onderschat door het rekenmodel (extreem conservatief: bezwijkgolffhoogte ligt minstens een factor 2,5 hoger).

- Steenzettingen met brede stootvoegen hebben een extra vrijheidsgraad, waardoor de stabiliteit veel lager is dan volgens de berekeningen. Het wordt afgeraden om dergelijke steenzettingen in de praktijk te bouwen.
- Voor steenzettingen met plat gezette blokken op een filter is het rekenmodel in een aantal gevallen behoorlijk conservatief, maar soms maar een beetje. Wellicht is er in de Deltagoot soms sprake van enige klemming, waardoor de stabiliteit wat hoger uitvalt. De bezwijkgolffhoogte kan dan een factor 1,5 hoger zijn dan volgens de berekeningen. In de praktijk kan men echter niet altijd rekenen op klemming bij dit soort steenzettingen.
- Tijdens proef 4250+4251 (Hydroblocks) is al schade opgetreden bij een 5% lagere golffhoogte dan volgens het rekenmodel. Hier is echter in de Deltagoot gewerkt met hergebruikte Hydroblocks, die waarschijnlijk een lagere stabiliteit hebben dan normale Hydroblocks.
- De stabiliteit van C-Star was in de Deltagoot aanzienlijk hoger dan volgens het rekenmodel (factor 1,5 in de bezwijkgolffhoogte). Mogelijk is dit een gevolg van de wat grotere wrijving tussen de blokken van dit systeem. Voorlopig worden alle steenzettingen behalve basalt doorgerekend met een wrijvingscoëfficiënt van 0,55, maar C-Star plakt enigszins aan elkaar, en heeft daardoor waarschijnlijk een hogere wrijvingscoëfficiënt.
- De stabiliteit van Basalton op een berm was in de Deltagoot precies gelijk aan die volgens het rekenmodel. Er is hier dus geen sprake van enige veiligheid.
- Hoewel de stabiliteit van het buitentalud van havendammen al aanzienlijk omlaag is bijgesteld, is er nog steeds een proef (proef 2 op de havendam van Urk met basalt) waarbij de basalt bij een lagere golffhoogte bezwijkt dan volgens het rekenmodel. Het verschil is ongeveer 10%. Verder is er een proef waarbij de bezwijkgolffhoogte gelijk is aan die volgens het rekenmodel (proef 2 op een havendam van Basalton).
- De stabiliteit van het binnentalud van een havendam wordt flink onderschat. De bezwijkgolffhoogte zou hier wellicht een factor 1,5 hoger kunnen zijn dan volgens het rekenmodel.

Helaas moeten we constateren dat we nog niet alle aspecten van steenzettingen volledig doorgronden. Dat maakt het ongewenst om het rekenmodel al te zeer af te regelen op enkele individuele proefresultaten die wat uit de toon vallen.



## 4 Presentatie van de trends en vergelijking met Steentoets4.0

Voor het beoordelen van de trends in het rekenmodel zijn een groot aantal berekeningen met Steentoets2008 (versie 0.80) gemaakt en vergeleken met Steentoets4.0. In dit verband wordt met een trend de relatie bedoeld tussen de stabiliteit volgens het rekenmodel en een (invoer) parameter. De stabiliteit is steeds weergegeven met de grootste waarde van  $H_s/(\Delta D)$  die nog net het toetsresultaat 'goed' oplevert.

De resultaten van de berekeningen zijn grafisch weergegeven met de gekozen parameter op de horizontale as en de  $H_s/(\Delta D)$  die nog net het toetsresultaat 'goed' oplevert op de verticale as. De volgende parameters zijn gekozen om de trend voor weer te geven:

- brekerparameter:  $\xi_{op}$
- hoek van golfaanval:  $\beta$
- toplaagdikte:  $D$
- niveau van de bovenste overgangsconstructie ten opzichte van stilwaterlijn:  $Z_b$
- taludhelling:  $\tan\alpha$
- aantal golven (belastingduur):  $N$
- dikte van de filterlaag:  $b$
- korrelgrootte van het filter:  $D_{n5}$
- relatief open oppervlak in de toplaag:  $\Omega$
- leklengte:  $\Lambda$
- soortelijke massa van de toplaag:  $\rho_s$
- niveau van het voorland ten opzichte van stilwaterlijn

Bij het uitvoeren van de berekeningen is steeds uitgegaan van de volgende steenzetting, en is de betreffende parameter vervolgens gevarieerd:

- talud 1:3,5 ( $\tan\alpha = 0,286$ )
- niveau van het voorland ten opzichte van stilwaterlijn:  $-10$  m
- niveau van de bovenste overgangsconstructie ten opzichte van stilwaterlijn:  $Z_b = 0,5$  m
- golfsteilheid:
  - korte golven:  $s_{op} = 0,04$
  - lange golven:  $s_{op} = 0,01$
- hoek van golfaanval:  $\beta = 0^\circ$
- aantal golven (belastingduur):  $N = 1000$
- toplaagdikte:  $D = 0,30$  m
- blokkoppervlak:  $L \cdot B = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$  m<sup>2</sup>
- soortelijke massa van de toplaag:  $\rho_s = 2600$  kg/m<sup>3</sup> ( $\Delta = 1,60$ )
- relatief open oppervlak in de toplaag:
  - korte leklengte:  $\Omega = 13\%$  ( $s = 21,65$  mm) (als  $D = 0,3$  m geldt:  $\Lambda = 0,43$  m), bijvoorbeeld Basalton of Hydroblocks
  - medium leklengte:  $\Omega = 2\%$  ( $s = 3,047$  mm) (als  $D = 0,3$  m geldt:  $\Lambda = 0,89$  m), bijvoorbeeld koperslakblokken
  - lange leklengte:  $\Omega = 1\%$  ( $s = 1,5115$  mm) (als  $D = 0,3$  m geldt:  $\Lambda = 1,25$  m), bijvoorbeeld grote rechthoekige betonblokken (plat gezet)
- dikte van de filterlaag:  $b = 0,15$  m

- korrelgrootte van het filter:  $D_{f15} = 20$  mm
- porositeit van het filter:  $n = 0,35$
- inwassing van de spleten:  $D_{15} = 8$  mm,  $n = 0,7$

In een aantal gevallen zijn de trends weergegeven met klemming in de steenzetting en zonder klemming. Bij het narekenen met Steentoets4.0 is in het eerste geval gerekend zonder inwasmateriaal en in het tweede geval met.

Indien mogelijk zijn steeds de volgende vier figuren aangemaakt:

- verloop van  $H_s/(\Delta D)$  als functie van de gekozen parameter, berekend met Steentoets2008
- verloop van  $H_s/(\Delta D)$  als functie van de gekozen parameter, berekend met Steentoets4.0, waarbij de lijnen bepaald zijn zonder toepassing van de 6-ksi-regel
- verhouding tussen de  $H_s/(\Delta D)$  volgens Steentoets2008 en volgens Steentoets4.0, waarbij voor Steentoets4.0 ook de 6-ksi-regel is toegepast.
- verloop van het dimensieloze maximale stijghoogteverschil:  $\phi_{wmax}/(\Delta D)$ .

De resultaten van de berekeningen zijn gegeven in Figuur B.23 tot en met B.54.

Waar in de figuren een waarde voor “sop” of “s\_op” is gegeven, wordt de golfsteilheid  $s_{op}$  bedoeld.

Onderstaand zijn de opmerkelijke aspecten van de trends nader verklaard. In zijn algemeenheid geldt dat de met Steentoets2008 berekende lijnen lokaal vreemde knikken kunnen vertonen. Dit komt doorgaans doordat het rekenmodel voor 5 belastingsituaties en bovendien voor losse blokken en geklemde blokken (indien van toepassing) de stabiliteit berekent en vervolgens beoordeelt welke maatgevend is. Bij het variëren van een parameter zal daardoor de ene keer de ene situatie maatgevend zijn en bij een kleine verandering de andere situatie. Hierdoor is het verloop van de stabiliteit niet erg vloeiend.

Verder geldt dat de rekenresultaten van Steentoets4.0 zijn weergegeven zonder de 6-ksi-regel toe te passen, maar vervolgens is de verhouding tussen de resultaten van Steentoets2008 en Steentoets4.0 weergegeven inclusief de toepassing van de 6-ksi-regel. De resultaten van de afzonderlijke figuren kunnen daardoor niet zo eenvoudig in elkaar omgerekend worden.

## 4.1 Invloed van de brekerparameter

De invloed van de brekerparameter  $\xi_{op}$  op de stabiliteit voor steenzettingen met een kleine lek lengte (zoals Basalton en Hydroblocks) is te zien in Figuur B.23 en B.24. In deze figuren is onderscheid gemaakt tussen geklemde en niet geklemde steenzettingen.

Het blijkt dat het verloop van de stabiliteit voor niet geklemde steenzettingen voor  $\xi_{op} < 2$  vergelijkbaar is met die in Steentoets4.0, namelijk evenredig met  $\xi_{op}^{-2/3}$ . Bij grotere waarde van  $\xi_{op}$  neemt de stabiliteit toe, terwijl die volgens Steentoets4.0 af blijft nemen. Dit is in overeenstemming met de resultaten van het modelonderzoek in de Deltagoot met lange golven (Klein Breteler e.a. 2006b).



Voor geklemde steenzettingen is de stabiliteit bij kleine waarde van  $\xi_{op}$  ongeveer constant (tot  $\xi_{op} \approx 2$ ), om vervolgens bij grotere waarde van  $\xi_{op}$  geleidelijk op te lopen, maar minder sterk dan de niet geklemde steenzettingen.

Zoals ook duidelijk tot uiting komt in de bovenste grafiek van Figuur B.24 is de stabiliteit van de niet geklemde steenzettingen voor  $\xi_{op} < 2$  à 2,5 kleiner dan die volgens Steentoets4.0. Bij grotere waarden van  $\xi_{op}$  is de stabiliteit volgens Steentoets2008 (veel) groter dan die volgens Steentoets4.0. Bij de geklemde steenzettingen ligt deze omslag bij een lagere waarde van  $\xi_{op}$ .

Het maximale stijghoogteverschil bij bezwijken ( $\phi_{wmax}$ ) volgens Steentoets2008 is voor  $\xi_{op} < 2$  en kleine leklengte vrij groot ten opzichte van het eigengewicht van de toplaag ( $\Delta D$ ), zie Figuur B.24. De waarde van  $\phi_{wmax}/\Delta D$  is, afhankelijk van de toplaagdikte en de klemming, in de orde grootte van 2 à 2,5.

Met toenemende waarde van  $\xi_{op}$  neemt het maximale stijghoogteverschil ten opzichte van het eigengewicht wat af naar 1,4 à 1,9.

Het verloop van de stabiliteit als functie van  $\xi_{op}$  voor steenzettingen met een medium leklengte is te zien in Figuur B.25 en B.26.

In de bovenste grafiek van Figuur B.25 valt op dat de stabiliteit voor geklemde steenzettingen ongeveer constant is (nauwelijks afhankelijk van  $\xi_{op}$ ). Dit in tegenstelling tot steenzettingen met een korte leklengte, zie de bovenste grafiek van Figuur B.23. Voor niet geklemde steenzettingen is er een daling van  $H_s/\Delta D$  die ongeveer evenredig is met  $\xi_{op}^{-2/3}$  tot  $\xi_{op} \approx 2,5$  à 3, en daarna een lichte stijging als  $3 < \xi_{op} < 4$ .

Het ontbreken van een duidelijke stijging bij een grotere waarde van  $\xi_{op}$  komt overeen met de conclusies van Klein Breteler e.a. (2006b). Zo'n stijging moet er alleen zijn bij steenzettingen met een korte leklengte omdat juist die erg zwaar belast worden door golfklappen. Bij grotere waarde van  $\xi_{op}$  nemen de golfklappen af.

De verhouding tussen de resultaten van Steentoets2008 en Steentoets4.0 in Figuur B.26 is wat minder extreem dan bij korte leklengtes. Alleen geklemde steenzettingen met grote dikte zijn bij  $\xi_{op} < ca. 1,5$  volgens Steentoets2008 minder stabiel dan volgens Steentoets4.0.

In de onderste grafiek van Figuur B.26 valt het grote verschil tussen geklemde en niet geklemde steenzettingen op. Die met klemming bezwijken pas bij een beduidend hoger stijghoogteverschil dan zonder klemming. Kennelijk is de invloed van klemming bij deze leklengte veel prominenter aanwezig dan bij een korte leklengte.

In Figuur B.27 en B.28 zijn de resultaten voor een lange leklengte weergegeven. De globale tendens is nu dat de stabiliteit afneemt of ongeveer constant blijft met toenemende  $\xi_{op}$ , ook als de brekerparameter een grote waarde heeft.

In de bovenste grafiek van Figuur B.28 is te zien dat Steentoets2008 een grotere stabiliteit berekent dan Steentoets4.0, voor alle doorgerekende gevallen.

In de onderste grafiek blijkt er weer een vrij grote invloed van klemming aanwezig te zijn, net als bij de medium leklengte.

## 4.2 Invloed van de hoek van golfaanval

De invloed van de hoek van golfaanval op de grootte van  $H_s/\Delta D$  is getoond in Figuur B.29. Deze invloed blijkt vrij beperkt te zijn zolang  $\beta < 30$  à  $50^\circ$ , maar wordt zeer belangrijk als  $\beta > 50$  à  $70^\circ$ .

De stabiliteit bij strijkgolven is extreem groot. Er is een kunstmatige bovengrens in Steentoets aangebracht om te voorkomen dat zeer dunne steenzettingen goedgekeurd worden.

Er is geen vergelijking gemaakt met Steentoets4.0 omdat in dat rekenmodel de invloed van de hoek van golfaanval nog niet was opgenomen. Ook is er geen figuur gemaakt met het dimensieloze stijghoogteverschil, omdat de invloed van de hoek van golfaanval in Steentoets2008 op een kunstmatige wijze met een invloedsfactor is opgenomen.

## 4.3 Invloed van de toplaagdikte

In Figuur B.30 tot en met B.35 is de invloed van de toplaagdikte ( $D$ ) op de stabiliteit weergegeven:

- met klemming, bij een golfsteilheid van  $s_{op} = 0,04$  ( $\xi_{op} = 1,43$ ): Figuur B.30 en B.31
- met klemming, bij een golfsteilheid van  $s_{op} = 0,01$  ( $\xi_{op} = 2,86$ ): Figuur B.32 en B.33
- zonder klemming, bij een golfsteilheid van  $s_{op} = 0,04$  ( $\xi_{op} = 1,43$ ): Figuur B.34 en B.35

In deze figuren is op de verticale as de grootste dimensieloze golfhoogte gegeven die nog net het toetsresultaat ‘goed’ geeft. Deze golfhoogte is dimensieloos gemaakt door hem te delen door de toplaagdikte  $D$  en de relatieve soortelijke massa  $\Delta$ . Daardoor is de maximaal toelaatbare golfhoogte evenredig met de toplaagdikte als er in de figuur een horizontale lijn staat. Als het een stijgende lijn is, neemt de toelaatbare golfhoogte meer dan evenredig toe met de toplaagdikte.

In de bovenste grafiek van Figuur B.30 is te zien dat de invloed van de toplaagdikte op  $H_s/\Delta D$  voor steenzettingen met een kleine lek lengte beduidend groter is dan voor steenzettingen met een medium of lange lek lengte. Vanaf  $B \approx 0,3$  m is de stabiliteit bij een kleine lek lengte zo groot dat deze begrensd wordt door formule 2.27 (zie ook Figuur 41).

Als de 6-ksi-regel wordt meegenomen, dan is de invloed van de toplaagdikte voor steenzettingen met een korte lek lengte in Steentoets4.0 volledig verdwenen, behalve voor zeer dunne toplagen met  $D < 0,15$  m, die nauwelijks in de praktijk toegepast worden.

In Figuur B.32 is te zien dat bij wat langere golven ( $s_{op} = 0,01$ ;  $\xi_{op} = 2,86$ ) de invloed van de toplaagdikte op de stabiliteit voor Steentoets2008 en Steentoets4.0 wel ongeveer gelijk is. Ook hier is de invloed van de toplaagdikte in Steentoets4.0 verdwenen als ook de 6-ksi-regel wordt meegenomen.

Voor steenzettingen zonder klemming is de invloed van de toplaagdikte duidelijk kleiner dan voor steenzettingen met klemming (vergelijk Figuur B.34 boven met Figuur B.30 boven).

In Figuur B.35 valt op dat de stabiliteit van steenzettingen zonder klemming en korte lek lengte volgens Steentoets2008 wat lager is dan volgens Steentoets4.0.

#### 4.4 Invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie

Het niveau van de bovenste overgangsconstructie in de steenzetting kan zeer bepalend zijn voor de stabiliteit (zie ook par. 2.10). Als de bovenste overgangsconstructie boven het zwaarst aangevallen niveau ligt, zal het toenemen van dit niveau zorgen voor een steeds grotere normaalkracht in de steenzetting, waardoor de klemming toeneemt. Het toenemen van klemming heeft als gevolg dat de stabiliteit ook toeneemt. Als de bovenste overgangsconstructie onder het zwaarst aangevallen niveau ligt, wordt de steenzetting nauwelijks belast. Naarmate het niveau lager ligt zal de stabiliteit dus snel toenemen.

Daarnaast is het stijghoogteverschillen over de top laag bij de overgangsconstructie veel groter dan zonder overgangsconstructie, als daar vlak onder een golfklap neerkomt, of een stijghoogtefront aanwezig is.

Deze invloeden waren nog niet opgenomen in Steentoets4.0, behalve dat wanneer de bovenste overgangsconstructie onder het zwaarst aangevallen niveau ligt, de steenzetting altijd goedgekeurd werd. In de figuren zijn daarom geen resultaten van Steentoets4.0 opgenomen.

De invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie ( $Z_b$ ) is gegeven in Figuur B.36. De berekeningen zijn gemaakt voor een steenzetting met klemming en een golfsteilheid van  $s_{op} = 0,04$  ( $\xi_{op} = 1,43$ ).

We zien dat de stabiliteit het laagste is als  $Z_b \approx -1$  à  $0$  m (ten opzichte van de stilwaterlijn). De zwaarst aangevallen zone ligt dan zeer ongunstig ten opzichte van de overgangsconstructie, waar het stijghoogteverschil lokaal wat groter is door de onderbreking van het filter. Naarmate  $Z_b$  groter wordt, neemt de stabiliteit toe vanwege het toenemen van de normaalkracht in de steenzetting.

Bij kleinere waarden neemt de stabiliteit snel toe vanwege het feit dat de belasting niet meer op de steenzetting aangrijpt.

Er kunnen meerdere minima in het verloop zitten, omdat rekening gehouden wordt met vijf verschillende belastingsituaties (zeewaarts en landwaarts van golfklaptype 1, landwaarts van golfklaptype 2, het steile golf front en het hoge front). Elk van deze belastingsituaties geeft een maximaal stijghoogteverschil op een andere lokatie op de steenzetting.

In de onderste grafiek van Figuur B.36 is te zien dat het stijghoogteverschil volgens Steentoets2008 voor  $Z_b < -1$  ongeveer constant is. Bedenk daarbij dat de golfhoogte steeds hoger wordt naarmate het niveau van de bovenste overgangsconstructie dieper is gelegen in deze berekeningen.

#### 4.5 Invloed van de taludhelling

De invloed van de taludhelling op de stabiliteit van steenzettingen is weergegeven in Figuur B.37 en B.38.

In de bovenste grafiek van Figuur B.37 valt op dat volgens Steentoets2008 er meestal vrijwel geen invloed is van de taludhelling. Volgens Steentoets4.0 (onderste grafiek) is er wel een grote invloed, waarbij de stabiliteit daalt als de taludhelling steiler wordt.

In Steentoets2008 is er wel een daling van de stabiliteit te zien voor steenzettingen met een lange leklengte. De invloed van de taludhelling heeft dan ongeveer een gelijke grootte in Steentoets2008 en in Steentoets4.0.

Zoals blijkt uit Figuur B.38 is de stabiliteit volgens Steentoets2008 kleiner dan die volgens Steentoets4.0 als de golfsteilheid  $s_{op} = 0,04$  en de taludhelling relatief flauw is.

Het stijghoogteverschil bij bezwijken wordt volgens Steentoets2008 niet erg beïnvloed door de taludhelling (onderste grafiek van Figuur B.38).

## 4.6 Invloed van de belastingduur

Naarmate de belastingduur (weergegeven als het aantal golven) groter is, neemt de stabiliteit af, totdat de belastingduur extreem groot is. Dit blijkt ook uit de rekenresultaten die weergegeven zijn in Figuur B.39.

Deze invloed is niet opgenomen in Steentoets4.0.

Omdat deze invloed met een invloedsfactor in het rekenmodel is opgenomen, heeft het geen zin om de stijghoogteverschillen als functie van de belastingduur weer te geven.

## 4.7 Invloed van de dikte van de filterlaag

De dikte van de filterlaag heeft een directe invloed op de grootte van de leklengte en daarmee beïnvloedt het ook de stabiliteit van de steenzetting. In Figuur B.40 en B.41 zijn rekenresultaten gegeven met een kleine, medium en grotere leklengte. Dat verschil in leklengte is gerealiseerd door te rekenen met een open oppervlak in de toplaag van respectievelijk 13%, 2% en 1%.

Als de dikte van de filterlaag toeneemt, neemt de stabiliteit af. In Steentoets2008 gebeurt dat in ongeveer dezelfde mate als in Steentoets4.0.

In de resultaten van Steentoets2008 is het echter opmerkelijk dat voor een kleine leklengte de lijnen voor  $s_{op} = 0,04$  en die voor  $s_{op} = 0,01$  elkaar kruisen bij  $b \approx 0,15$  m. Kennelijk is bij een kleine filterlaagdikte de stabiliteit het grootst bij relatief lange golven ( $s_{op} = 0,01$ ), terwijl bij relatief dikke filterlaag de stabiliteit het grootst is bij korte golven ( $s_{op} = 0,04$ ).

In Figuur B.41 is te zien dat voor een specifieke range van filterlaagdikten de stabiliteit volgens Steentoets2008 lager is dan die volgens Steentoets4.0, maar alleen voor niet-gekleemde steenzettingen met een kleine leklengte en relatief korte golven ( $s_{op} = 0,04$ ).

In de onderste grafiek van Figuur B.41 valt op dat bij het kleiner worden van de filterlaagdikte het stijghoogteverschil bij bezwijken soms afneemt (kleine leklengte) en soms toeneemt (medium en grote leklengte) volgens Steentoets2008.

## 4.8 Invloed van de korrelgrootte van het filter

In Figuur B.42 en B.43 is de invloed van de korrelgrootte van het filter gepresenteerd. Net als de dikte van de filterlaag beïnvloedt de korrelgrootte de lek lengte en daardoor de stabiliteit. Een vergroting van de korrelgrootte van het filter heeft daarom ook een vergelijkbaar effect als het vergroten van de filterlaagdikte.

In Figuur B.42 is te zien dat de invloed van de korrelgrootte van het filter in Steentoets2008 zeer vergelijkbaar is met die in Steentoets4.0. Dit komt ook tot uiting in de vrijwel horizontale lijnen in de bovenste grafiek van Figuur B.43.

Als de korrelgrootte van het filter kleiner is dan ca 5 mm levert Steentoets2008 in sommige gevallen vreemde resultaten. Zo is in de onderste grafiek van Figuur B.43 te zien dat het stijghoogteverschil bij bezwijken voor  $D_{f15} < 5$  mm sterk afneemt met afnemende korrelgrootte van het filter. Daar is te zien dat voor een kleine lek lengte met lange golven (blauwe lijn met open ruiten) het stijghoogteverschil zelfs afneemt tot  $\phi_{wmax}/(\Delta D) = 1$  bij  $D_{f15} = 2$  mm. Dit is zeer opmerkelijk, omdat het stijghoogteverschil doorgaans wel wat groter mag worden dan het eigengewicht voordat instabiliteit optreedt. Dit was weliswaar de hoogste golfhoogte die nog net het toetsresultaat 'goed' geeft, maar het blijft vreemd dat een iets hogere golfhoogte geen 'goed' meer oplevert.

Opgemerkt moet worden dat de blauwe lijn steenzettingen met een groot open oppervlak vertegenwoordigt, zoals Basalton, terwijl er hier gekeken wordt naar filterlagen met een zeer kleine korrelgrootte. In de praktijk zullen we dit niet vaak tegenkomen omdat het filter dan waarschijnlijk door de openingen in de toplaag zal uitspoelen.

Ook Steentoets4.0 was minder betrouwbaar als  $D_{f15} < 5$  mm, maar dat was toen afgevangen met de 6-ksi-regel. In de onderste grafiek van Figuur B.42 is te zien dat de gekleurde lijnen (Steentoets zonder 6-ksi-regel) bij een kleine waarde van de korrelgrootte boven de 6-ksi-regel uitkomen, waarna dus de 6-ksi-regel maatgevend wordt.

Overwogen kan worden om te rekenen met  $D_{f15} = 3$  mm als de gebruiker een waarde kleiner dan 3 mm heeft ingevoerd.

## 4.9 Invloed van het relatieve open oppervlak in de toplaag

Het relatieve open oppervlak  $\Omega$  is de verhouding tussen het oppervlak aan spleten (eventueel gevuld met inwasmateriaal) per eenheid van steenzettingoppervlak. Het wordt uitgedrukt in een percentage.

De invloed ervan op de stabiliteit is gegeven in Figuur B.44 en B.45. Net als bij de dikte van de filterlaag en de korrelgrootte van het filter beïnvloedt deze parameter de stabiliteit via zijn invloed op de lek lengte. De trend is echter net andersom, want een groter relatief open oppervlak geeft een hogere stabiliteit.

Bij een kleine waarde van  $\Omega$  is de invloed ervan op de stabiliteit volgens Steentoets4.0 zeer groot, zie de onderste grafiek van Figuur B.44. Daardoor was het altijd moeilijk om de stabiliteit van de blokken met smalle spleten te beoordelen. In Steentoets2008 is die invloed veel kleiner (vergelijk de twee figuren in Figuur B.44).

Volgens Figuur B.44 is bij grote waarde van  $\Omega$  de invloed ervan in Steentoets2008 ongeveer van dezelfde orde van grootte als in Steentoets4.0. Dit blijkt ook uit de ongeveer horizontale lijnen in de bovenste grafiek van Figuur B.45, in tegenstelling tot de steile lijnen voor  $\Omega < 2\%$ .

#### 4.10 Invloed van de lek lengte

De invloed van de lek lengte is te vinden in Figuur B.46 tot en met B.49. Omdat de lek lengte geen invoervariabele is in Steentoets, is de variatie gerealiseerd via een variatie van de korrelgrootte van het filter (Figuur B.46 en B.47) en via een variatie van het open oppervlak in de toplaag (Figuur B.48 en B.49).

Om deze figuren te maken zijn geen nieuwe berekeningen gemaakt, maar zijn de resultaten uit Figuur B.42 t/m B.45 opnieuw gepresenteerd, met de lek lengte op de horizontale as.

Duidelijk is te zien dat een toename van de lek lengte een afname van de stabiliteit geeft.

In Figuur B.46 blijkt dat de stabiliteit volgens Steentoets4.0 boven de 6-ksi-regel uitkomt zodra de lek lengte kleiner is dan ongeveer 0,65 m. Door toepassing van de 6-ksi-regel verdwijnt daardoor de invloed van de lek lengte volledig, terwijl in Steentoets2008 de stabiliteit bij kleine lek lengte nog steeds blijft doorstijgen.

Merk op dat de lek lengte volgens Steentoets2008 verschilt van die in Steentoets4.0. Dit blijkt uit de ligging van de punten, die in de bovenste grafiek van Figuur B.46 (Steentoets2008) wat verder naar rechts liggen dan de punten in de onderste grafiek (Steentoets4.0).

In de onderste grafiek van Figuur B.47 valt weer op dat het dimensieloze stijghoogteverschil bij kleine lek lengte erg klein wordt. Dit betreft steenzettingen met een groot open oppervlak en een fijn filter, waardoor deze wat minder realistisch zijn, want waarschijnlijk zal het filter door de toplaag wegspoelen (zie ook paragraaf 4.8).

Een vergelijkbaar beeld ontstaat als de lek lengtevariatie gerealiseerd wordt door het open oppervlak te variëren, zoals te zien is in Figuur B.48. Opvallend is dat de invloed van de lek lengte bij  $s_{op} = 0,01$  beduidend groter is dan als  $s_{op} = 0,04$ , vooral voor bekledingen zonder klemming. Dit was niet het geval in Figuur B.46.

In de onderste grafiek van Figuur B.48 liggen de punten voor steenzettingen met klemming en zonder klemming op dezelfde kromme. Dit komt omdat in Steentoets4.0 gerekend wordt zonder inwasmateriaal als de steenzetting geklemd is, en gerekend wordt met inwasmateriaal als dat niet het geval is. Daardoor is er alleen maar een verschil in lek lengte tussen deze constructies. We zien daarom dat de punten zonder klemming wat verder naar rechts in de figuur liggen dan de punten met klemming.

Deze onlogische wijze van verdisconteren van klemming is in Steentoets2008 verlaten.

Aan de oplopende lijnen in de bovenste grafiek van Figuur B.49 is te zien dat het relatieve verschil tussen Steentoets2008 en Steentoets4.0 steeds groter wordt naarmate de lek lengte groter wordt. De stabiliteit volgens Steentoets4.0 daalt sneller als functie van de lek lengte dan in Steentoets2008.

## 4.1.1 Invloed van de soortelijke massa

In Figuur B.50 en B.51 is de invloed van de soortelijke massa op de stabiliteit van geklemde steenzettingen gegeven, terwijl voor niet geklemde steenzettingen deze invloed te vinden is in Figuur B.52 en B.53.

In deze figuren is op de verticale as de maximaal toelaatbare golfhoogte gezet, die dimensieloze is gemaakt door het te delen door  $\Delta D$ . In de relatieve soortelijke massa ( $\Delta$ ) zit ook al de soortelijke massa:

$$\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho \quad (4.1)$$

Dit maakt dat een horizontale lijn in de figuur betekent dat de toelaatbare golfhoogte recht evenredig toeneemt met  $\Delta$ . Zodra de lijn iets afloopt neemt de toelaatbare golfhoogte iets minder dan evenredig toe. Dit is belangrijk bij het interpreteren van de figuren.

In de bovenste grafiek van Figuur B.50 is te zien dat de lijnen ongeveer horizontaal lopen. In Steentoets4.0 is er in alle doorgerekende gevallen een toename van  $H_s/\Delta D$  te zien met het toenemen van  $\rho_s$ , in tegenstelling tot Steentoets2008. Deze wordt voor korte lek lengtes echter weer volledig teniet gedaan door de 6-ksi-regel. De hele lijn met dichte donkerblauwe ruiten ligt namelijk boven de zwarte lijn met dichte zwarte bolletjes, en de blauwe lijn met open blauwe ruiten ligt boven de zwarte lijn met open zwarte ruiten. Door toepassing van de 6-ksi-regel komen we dus voor korte lek lengtes uit op de horizontale zwarte lijnen.

In de bovenste grafiek van Figuur B.51 valt op dat de lijn met dichte groene driehoeken ( $s_{op} = 0,04$ , lange lek lengte) en die met dichte margenta blokken ( $s_{op} = 0,04$ , medium lek lengte) bij een grote soortelijke massa onder de 1 komt. Dan is de stabiliteit volgens Steentoets2008 lager dan volgens Steentoets4.0.

In de onderste grafiek van Figuur B.51 is te zien dat het dimensieloze stijghoogteverschil bij bezwijken steeds kleiner wordt naarmate een toplaag met hogere soortelijke massa wordt toegepast.

Het algehele beeld in de trends voor steenzettingen zonder klemming (Figuur B.52 en B.53) is vergelijkbaar met dat voor steenzettingen met klemming. Een opmerkelijk verschil is te zien in de bovenste grafiek van Figuur B.52, waar de lijn voor steenzettingen met kleine lek lengte en  $s_{op} = 0,04$  (dichte donkerblauwe ruiten) afneemt bij toenemende soortelijke massa. Blijkbaar is voor deze situatie de toename van de toelaatbare golfhoogte wat minder sterk dan evenredig met  $\Delta$  (vergelijk met de donkerblauwe dichte ruiten in de bovenste grafiek van Figuur B.50). Daarnaast loopt de lijn met open blauwe ruiten juist omhoog, terwijl de overeenkomstige lijn in Figuur B.50 nog ongeveer horizontaal liep. Kennelijk is de invloed van de soortelijke massa voor steenzettingen met een kleine lek lengte en belast met relatieve lange golven sterker dan evenredig met  $\Delta$ .

We zien dit bijzondere verloop ook terug in de bovenste grafiek van Figuur B.53, waar de blauwe lijn met dichte ruiten veel lager ligt dan de andere lijnen. Vrijwel over het hele doorgerekende bereik van soortelijke massa's is hier de stabiliteit volgens Steentoets2008 beduidend lager dan in Steentoets4.0.

In de onderste grafiek van Figuur B.53 is te zien dat de lijn met blauwe ruiten de grootste daling vertoont. Kennelijk is voor deze situatie het dimensieloze stijghoogteverschil bij bezwijken bij grote soortelijke massa veel kleiner dan bij kleine soortelijke massa.

## 4.12 Invloed van het niveau van het voorland

Het niveau van het voorland zit alleen in de formules voor de invloed van de belastingduur. Daarin is het niveau van het voorland ten opzichte van stilwaterlijn relevant. Het is daarom niet te verwachten dat het een grote invloed heeft. Uit Figuur B.54 blijkt echter dat er helemaal geen invloed is voor de doorgerekende combinaties van constructies en belastingsituaties.

De golfhoogte was in veel gevallen vrij groot ten opzichte van de waterdiepte, en in het rechter deel van de figuren zelfs onrealistisch groot. In werkelijkheid zal de golfhoogte door het breken van de golven verkleinen. Als dat meegenomen zou worden, zouden de lijnen naar rechts snel oplopen, omdat op ondiep water de golfhoogte beperkt is. Alleen het toenemen van de golfperiode bij het toenemen van de golfhoogte op diep water zou dan nog kunnen leiden tot een zwaardere belasting, maar dan alleen voor constructies met een medium of korte leklengte. Immers: het toenemen van de golfperiode bij constante golfhoogte geeft een steeds grotere waarde van  $\xi_{op}$ . Zie Figuur B.23, B.25 en B.27 voor de consequenties daarvan.

Overwogen kan worden om een eenvoudig breker criterium in Steentoets2008 op te nemen.



## 5 Veiligheidscoëfficiënten voor toetsing en ontwerp

Bij het kalibreren van Steentoets2008 (zie hoofdstuk 2) is ervoor gezorgd dat de rekenresultaten net iets onder de meetpunten liggen, waardoor de berekeningen conservatief (veilig) genoemd kunnen worden. Dit is ook gebleken uit de vergelijking van de rekenresultaten met Deltagootproeven (zie hoofdstuk 3).

Dit is op dezelfde wijze gedaan als destijds voor ANAMOS en Steentoets4.0. Het resulterende rekenmodel Steentoets2008 heeft daardoor een veiligheidsniveau dat vergelijkbaar is met dat in ANAMOS en Steentoets4.0.

De vraag is echter of op deze wijze een voldoende veilig rekenmodel is verkregen, of dat het overdreven veilig is. De veiligheidsbeschouwing die daar antwoord op moet geven is gerapporteerd in bijlage C. Deze is uitgevoerd door Dirk Jan Peters van Royal Haskoning. In dit hoofdstuk zijn de resultaten kort samengevat.

Het doel van de veiligheidsbeschouwing is het vinden van veiligheidscoëfficiënten die opgenomen kunnen worden in Steentoets2008.

In de veiligheidsbeschouwing is, uitgaande van de gekozen modellering (Klein Breteler 2009) en uitgaande van de vastgestelde trends (hoofdstuk 4), onderzocht wat de correcte ligging van het ontwerppunt moet zijn. De spreiding van de basisdata en de ligging van de faalpunten, zijn de belangrijkste gegevens die ten grondslag liggen aan het onderzoek.

In de bijlage is de rapportage opgedeeld in:

- Literatuurstudie, inventarisatie van onzekerheden, marges in huidige toets- en ontwerpprocedures en het opstellen van een specifieke foutenboom;
- Kanstoekenning per faalmechanisme;
- Opstellen advies voor partiële veiligheidsfactoren;
- In kaart brengen consequenties nieuwe rekenmethodiek voor de praktijk

De berekeningen in SteenToets2008 voor ontwerp en toetsing van steenzettingen zijn deterministisch van aard. Door deze aan te vullen met partiële veiligheidsfactoren voor belasting en sterkte, kunnen ze worden uitgevoerd als semi-probabilistische berekeningen van het niveau I.

Om de waarde van deze partiële veiligheidsfactoren te bepalen, is een onderzoek gedaan naar het totaal van de deelprocessen die relevant zijn voor het falen en de spreiding van de relevante parameters. Aan de hand van de normbelasting en een nader vastgestelde faalkans van het systeem zijn de partiële veiligheidsfactoren berekend. Dit is uitgevoerd met probabilistische berekeningen van het niveau II of III.

Van de 20 à 25 relevante invoerparameters is – op basis van het resultaat van onderdeel 1 – aangegeven aan welk type en in welke mate de parameters aan spreiding onderhevig zijn. Ook is aangegeven wat de modelonzekerheid is in de in Steentoets geïmplementeerde modellen.

In Tabel 2 is een indeling van typen onzekerheden gegeven, ontleend aan de Eurocode EN 1990:2002.

Onzekerheid in de representatieve waarden van de belastingen	$\gamma_f$	$\gamma_F$
Model onzekerheid in de belastingen en de effecten van de belastingen	$\gamma_{sd}$	
Model onzekerheid in de respons van de constructie	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_M$
Onzekerheid in de materiaal en sterkte parameters	$\gamma_m$	

Tabel 2 Typen onzekerheden en bijbehorende partiële veiligheidsfactor

Naast de natuurlijke of inherente spreiding in de waarden die parameters van een fysisch proces kunnen aannemen zijn er de aangegeven modelonzekerheden en zijn er de statistische onzekerheden.

Modelonzekerheden bestaan a.) uit de onvolkomen, geschematiseerde beschrijving die een model geeft van de werkelijkheid en b.) uit onzekerheden in de beschrijving van de verdeling van input variabelen van het model.

Statistische onzekerheden bestaan uit de onbetrouwbaarheid van de parameters van de beschrijving van variabelen, bijvoorbeeld veroorzaakt door een geringe hoeveelheid data.

Deze statistische onzekerheden kunnen de mogelijkheden om een goede kalibratie uit te voeren beperken.

De wet op de waterkeringen is helaas niet zo gedetailleerd dat daaruit een norm voor steenzettingen kan worden afgeleid. Op basis van een analyse van de normen ten aanzien van het door waterkeringen te leveren beschermingsniveau is gekozen te rekenen met een maximaal toelaatbare faalkans van 1% à 10% gegeven het optreden van de toetsomstandigheden of ontwerpomstandigheden. Die faalkans is het uitgangspunt voor het vaststellen van de veiligheidscoëfficiënten.

Een globale analyse van de invloed van onzekerheden in de verschillende parameters op het veiligheidsniveau, heeft geleid tot de conclusie dat de aandacht vooral uit moet gaan naar:

- de grootte van de stijghoogte op het talud door golfaanval
- de doorlatendheid van de toplaag en het filter, resulterend in een leklengte
- de mate van klemming, voortvloeiend uit de normaalkracht

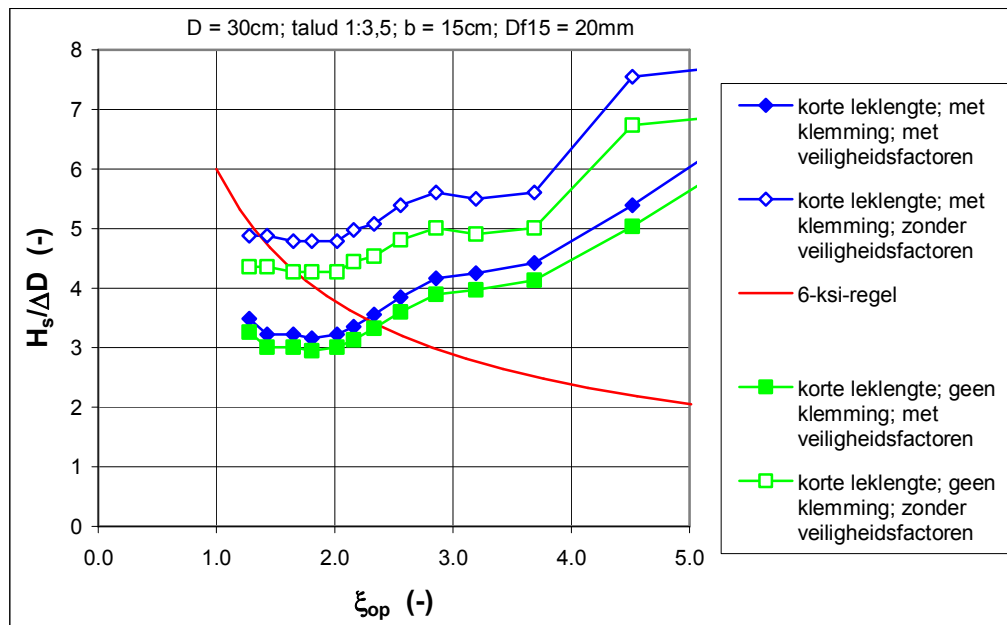
Helaas heeft het berekenen van de partiële veiligheidscoëfficiënten waarden opgeleverd, die wat minder realistisch zijn (zie bijlage C). Nader onderzoek moet uitwijzen hoe dit opgelost kan worden.

Anderzijds zijn er over-all veiligheidsfactoren afgeleid. Deze veiligheidsfactoren kunnen gezien worden als een alternatief voor de partiële veiligheidscoëfficiënten. Ze moeten worden toegepast op de berekende  $H_s/(\Delta D)$ .

	veiligheidsfactoren	
	faalkans = 10%	faalkans = 1%
Geklemde zettingen	0,99	1,12
Niet geklemde zettingen	0,94	1,08

Tabel 3 Resulterende veiligheidsfactoren (nog niet opgenomen in Steentoets2008, versie 0.80)

De probabilistische berekeningen met het rekenmodel hebben geleid tot een schatting van deze over-all veiligheidsfactoren (zie bijlage C). Er is uitgegaan van een waarde van de faalkans van 10% en 1%, gegeven het optreden van de toets- of ontwerpcondities. Deze veiligheidsfactoren zijn vermeld in Tabel 3.



Figuur 42 Maximale stabiliteit voor loodrechte golfaanval (op basis van faalkans van 1%).

Het blijkt dat de veiligheidscoëfficiënten bij een faalkans van 1% net iets boven 1 liggen, en dus leiden tot een lagere toelaatbare golfhoogte (zie Figuur 42), maar bij een faalkans van 10% net iets onder 1. Hieruit kan geconcludeerd worden dat het niet toepassen van veiligheidscoëfficiënten (zoals gebruikelijk was in de oude Steentoets en in ANAMOS) kennelijk leidt tot een faalkans die tussen 1% en 10% in ligt, gegeven het optreden van de toetscondities of ontwerpcondities.

Met de huidige stand van de kennis lijkt het redelijk de toetsing uit te voeren met een veiligheidscoëfficiënt gelijk aan 1, zodat een faalkans gerealiseerd wordt van 1 à 10%, gegeven het optreden van de toetscondities. In de komende jaren is er meer kennis over dit onderwerp te verwachten als resultaat van het onderzoek SBW-reststerkte (Klein Breteler en Muttray, 2008). Zodra deze kennis beschikbaar is, kan in overleg met deskundigen en ENW een betere waarde van de faalkans vastgesteld worden.

Voor het ontwerp is het echter raadzaam om wel een veiligheidscoëfficiënt aan te houden om te voorkomen dat vóór het bereiken van het einde van de planperiode de steenzettingen niet meer voldoet. Momenteel is het nog niet mogelijk om een betrouwbare aanbeveling te geven voor deze veiligheidscoëfficiënt. Daarom wordt aanbevolen dit nader te onderzoeken in overleg met deskundigen en betrokkenen, waarbij de resultaten uit deze veiligheidsbeschouwing als input kunnen worden gebruikt.

Vooruitlopend op de conclusies uit dit nader onderzoek wordt voorlopig voor het ontwerp een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 aanbevolen. Daarnaast kan er een veiligheidscoëfficiënt voor uitvoeringsonnauwkeurigheden gehanteerd worden van 1,1 (Bosters 2009), zodat de totale veiligheidscoëfficiënt 1,2 wordt (als toeslagfactor op de dikte).

Deze waarde is in het programma opgenomen op een zodanige plaats dat deze door de gebruiker kan worden gewijzigd.

## 6 Samenvatting en conclusies

Steenstoets2008 is een gecompliceerd rekenmodel waarin vele detailprocessen die relevant zijn voor de stabiliteit van steenzettingen zijn gekwantificeerd met formules. In het kader van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen is het aantal deelprocessen dat oorspronkelijk in het rekenmodel Steenstoets4.0 was opgenomen, fors uitgebreid.

Elk van deze deelprocessen is gekwantificeerd op basis van theoretisch afgeleide formules en/of empirische coëfficiënten en empirische formules. De afzonderlijke formules van de deelprocessen sluiten goed aan op de werkelijkheid.

### Kalibratie

Helaas bleek bij aanvang van dit onderzoek dat het samenspel van de honderden formules in Steenstoets2008 niet altijd leidt tot de juiste rekenresultaten (bezwijkgolffhoogte). Daardoor was het nodig om het onderzoek uit te breiden met een kalibratiefase, die gerapporteerd is in hoofdstuk 2.

In de kalibratiefase zijn de formules van de volgende deelprocessen aangepast:

- de tijdsduur dat er een opwaarts stijghoogteverschil is (tijdens de golfklap en tijdens het golfvront), is aangepast;
- de invloed van de taludhelling op de lokatie van golfklappen op het talud, ten opzichte van de stilwaterlijn, is aangepast;
- de invloed van het niveau van de bovenste overgangsconstructie op de normaalkracht, die op zijn beurt weer grote invloed heeft op de klemming en de stabiliteit, is verkleind;
- het percentage golven dat een golfklap geeft is aangepast, waarbij dit percentage nu afneemt naarmate de golfsteilheid afneemt;
- de stijghoogtegradiënten in de golfklappen en -fronten als functie van de golfsteilheid zijn aangepast;
- er is een invloedsfactor geïntroduceerd die zorgt voor een oplopende stabiliteit bij toenemende waarde van de brekerparameter als de constructie een kleine leklengte en bovendien klemming heeft;
- voor blokken op hun kant wordt geen klemming meer in rekening gebracht en voor basalt is de klemming gereduceerd door de wrijving tussen de zuilen te reduceren;
- de invloed van de langeduurbelasting (stormduur) is aangepast;
- de invloed van overgangsconstructies is wat verminderd;
- de invloed van traagheid en verhinderde toestroming is toegevoegd aan de stabiliteitsberekening voor geklemde steenzettingen, op vergelijkbare wijze als dat is opgenomen voor niet geklemde steenzettingen;
- de stabiliteit van steenzettingen zonder inwassing, die normaal wel worden ingewassen (zoals zuilen), is kunstmatig verkleind;
- Vilvoordse steen en Lessinische steen worden voortaan doorgerekend alsof het Noorse steen is;
- voor havendammen wordt er voortaan niet meer gerekend met klemming als de kruin in de buurt van de waterlijn ligt;
- er is een minimale leklengte geïntroduceerd gelijk aan de helft van de toplaagdikte;

- de maximaal toelaatbare waarde van  $H_s/(\Delta D)$ , die nog net het toetsresultaat ‘goed’ oplevert, is beperkt;
- de afname van de klemming bij de teen is wat verminderd;
- er is een minimale klemming geïntroduceerd om te zorgen dat geklemde steenzettingen tenminste orde 10% stabiel zijn dan niet geklemde steenzettingen.

Al deze wijzigingen hebben ertoe geleid dat Steentoets2008 rekenresultaten geeft die mooi aansluiten op de resultaten van de beschikbare Deltagootproeven. Daarvoor zijn 167 proeven nagerekend, waarvan de rapportage gegeven is in hoofdstuk 3.

Er zijn geen bruikbare proeven gevonden in de internationale literatuur.

De vergelijking tussen de meetpunten en de rekenresultaten leidt tot de conclusie dat het rekenmodel meestal enigszins conservatief is en soms heel conservatief. In uitzonderlijke gevallen overschat het rekenmodel de sterkte. De grootste discrepanties zijn opgesomd in paragraaf 3.8.

Helaas moeten we constateren dat we nog niet alle aspecten van steenzettingen volledig doorgronden. Dat maakt het ongewenst om het rekenmodel al te zeer af te regelen op enkele individuele proefresultaten die wat uit de toon vallen.

### **Trends in vergelijking tot Steenoets4.0 en ANAMOS**

Voor het beoordelen van de trends in het rekenmodel zijn een groot aantal berekeningen met Steentoets2008 gemaakt en vergeleken met Steentoets4.0 (zie hoofdstuk 4 en Figuur B.23 t/m B.54 in bijlage B). In dit verband wordt met een trend de relatie bedoeld tussen de stabiliteit volgens het rekenmodel en een (invoer-) parameter. De stabiliteit is steeds weergegeven met de grootste waarde van  $H_s/(\Delta D)$  die nog net het toetsresultaat ‘goed’ oplevert.

De resultaten van de berekeningen zijn grafisch weergegeven met de gekozen parameter op de horizontale as en de  $H_s/(\Delta D)$  op de verticale as. De volgende parameters zijn gekozen om de trend voor weer te geven (zie Figuur B.23 t/m B.54 in bijlage B):

- brekerparameter:  $\xi_{op}$
- hoek van golfaanval:  $\beta$
- toplaagdikte:  $D$
- niveau van de bovenste overgangsconstructie ten opzichte van stilwaterlijn:  $Z_b$
- taludhelling:  $\tan\alpha$
- aantal golven (belastingduur):  $N$
- dikte van de filterlaag:  $b$
- korrelgrootte van het filter:  $D_{f1.5}$
- relatief open oppervlak in de toplaag:  $\Omega$
- leklengte:  $\Lambda$
- soortelijke massa van de toplaag:  $\rho_s$
- niveau van het voorland ten opzichte van stilwaterlijn

Het blijkt dat de trend in Steentoets2008 soms totaal anders is dan in Steentoets4.0. Dit komt bijvoorbeeld doordat in Steentoets2008 de stabiliteitstoename bij lange golven (grote waarde van  $\xi_{op}$ ) is opgenomen, maar dit is ook een gevolg van het toevoegen van de belasting als gevolg van golfklappen enerzijds en het toevoegen van klemming aan de

sterkte anderzijds. Deze aspecten waren respectievelijk niet of op een ad hoc wijze gemodelleerd in Steentoets4.0.

In de meeste doorgerkende gevallen was de stabiliteit volgens Steentoets2008 groter dan die volgens Steentoets4.0. Voor enkele combinaties van constructie en belasting (zoals de veel voorkomende steenzettingen van zuilen bij een belasting met vrij korte golven) blijkt dit echter net andersom te zijn.

## Veiligheidsbeschouwing

Het bovenstaande betreft echter nog het rekenmodel zonder veiligheidsfactoren. Uit de verificatie met Deltagootproeven is gebleken dat het rekenmodel meestal veilige resultaten oplevert. In bijlage C is de grootte van de veiligheid gekwantificeerd d.m.v. probabilistische berekeningen. De complexiteit van het rekenmodel maakt het noodzakelijk sterke vereenvoudigingen in de veiligheidsbeschouwing door te voeren, waardoor uiteindelijk alleen een redelijke waarde voor de over-all veiligheidscoëfficiënten konden worden bepaald.

Op basis hiervan kan geconcludeerd worden dat de faalkans van een door Steentoets2008 goedgekeurde steenzetting 1 à 10% is, gegeven het optreden van de toetscondities.

De wet op de waterkeringen is helaas niet zo gedetailleerd dat daaruit een norm voor steenzettingen kan worden afgeleid. Er zijn aanwijzingen dat de norm in dezelfde orde van grootte ligt als de geconstateerde veiligheid in het rekenmodel.

Voor het ontwerp is het echter raadzaam om wel een veiligheidscoëfficiënt aan te houden om te voorkomen dat vóór het bereiken van het einde van de planperiode de steenzettingen niet meer voldoet. Momenteel is het nog niet mogelijk om een betrouwbare aanbeveling te geven voor deze veiligheidscoëfficiënt. Daarom wordt aanbevolen dit nader te onderzoeken in overleg met deskundigen en betrokkenen, waarbij de resultaten uit deze veiligheidsbeschouwing als input kunnen worden gebruikt.

Vooruitlopend op de conclusies uit dit nader onderzoek wordt voorlopig voor het ontwerp een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 aanbevolen. Daarnaast kan er een veiligheidscoëfficiënt voor uitvoeringsonnauwkeurigheden gehanteerd worden van 1,1 (Bosters 2009), zodat de totale veiligheidscoëfficiënt 1,2 wordt (als toeslagfactor op de dikte). Deze is als standaardwaarde in het programma opgenomen op een zodanige plaats dat de gebruiker het kan veranderen.

## Conclusie

Geconcludeerd kan worden dat het gelukt is om Steentoets2008 zo te kalibreren dat het een bruikbaar toetsgereedschap is voor steenzettingen.

Het veiligheidsniveau van het gekalibreerde model bleek voor de toepassing bij de toetsing van de juiste orde van grootte. Nader onderzoek naar de benodigde veiligheidscoëfficiënten door het ontwerp is echter gewenst.

Het rekenmodel mag nog niet in de praktijk worden gebruikt voor het toetsen of ontwerpen van steenzettingen, want daarvoor is nog de goedkeuring van de ENW nodig.





## 7 Referenties

Boer, K. den (1982)

Taludbekleding van gezette steen, fase 0

Hydraulische aspecten

Verslag literatuurstudie, M1795, deel II, juli 1982

Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft

Boer, K. den (1982)

Grootschalig onderzoek tbv de Oesterdam

Verslag modelonderzoek, M1795/M1881, deel VI

Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft, juli 1982

Bosters (2009)

Ontwerp met over-all veiligheidsfactor

Rijkswaterstaat Zeeland, werkgroep kennis, PZDT-M-09016, januari 2009

Burger, A.M. (1983)

Taludbekleding van gezette steen, fase 2

Grootschalig gidsonderzoek

Verslag M1795/M1881, deel IX, dec. 1983

Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft

Burger, A.M. (1985)

Sterkte Oosterscheldedijken onder Geconcentreerde Golfaanval (Provo)

Waterloopkundig Laboratorium, project M2036, maart 1985

Burger, A.M. (1988)

Taludbekleding van gezette steen

Eindverificatie-onderzoek Deltagoot

Waterloopkundig Laboratorium, H195.25; april 1988

Is opgenomen in deel XXIII over taludbekleding van gezette steen

Derks, H. en M. Klein Breteler (1992).

Gedrag van asfaltbekledingen onder golfaanval

Verslag modelonderzoek in de Deltagoot

WL | Delft Hydraulics, verslag H1480, mei 1992

Eysink, W. en M. Klein Breteler, (2003)

Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen

Deltagootonderzoek naar stabiliteit van basalt

WL | Delft Hydraulics, verslag H 4327, dec 2003

Fuhrboter, A. and U. Sparboom

Full-scale investigations on the stability of concrete block revetments

Proceedings of the International Symposium on Modelling Soil-Water-Structure interactions, SOWAS, Delft

Balkema, Rotterdam, 1988

Hofland, B. en M. Klein Breteler (2006)

Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen

Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond

Meetverslag Deltagootonderzoek

WL | Delft Hydraulics, concept verslag H 4635, januari 2006

Klein Breteler, M. (1986)

Taludbekleding van gezette steen

Te stellen eisen aan een schaalmodel van een steenzetting, sectie 8 van deel XX A

Waterloopkundig Laboratorium, notitie N 168, M1881/H195.04, sept. '86

Klein Breteler, M. e.a. (deel XX, 1992)

Taludbekledingen van gezette steen

Stabiliteit van de toplaag

Waterloopkundig Laboratorium en Grondmechanica Delft, Deel XX A, april 1992

Klein Breteler, M (2000)

Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen

Analyse van resultaten van Deltagootproeven; Band A

WL | Delft Hydraulics, verslag H3272, mei 2000

Klein Breteler, M (2002)

Stabiliteit van westelijke havendammen van Urk en Ketelhaven, Deltagootproeven op kruin en binnentalud

WL | Delft Hydraulics, verslag H 4083, juli 2002

Klein Breteler, M., en W. Eysink (2003)

Stabiliteit van kruinmuur en steenzetting op Zuiderpier van Harlingen

Verslag Deltagootonderzoek

WL | Delft Hydraulics, verslag H 4171, april 2003

Klein Breteler, M., en W. Eysink (2005)

Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen

Langeduursterkte van steenzettingen

WL | Delft Hydraulics, verslag H4475, november 2005

Klein Breteler, M. en I. van der Werf, 2006a

Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen

Kennisonwikkeling ten behoeve van Steentoets2006

WL | Delft Hydraulics, verslag H4846, november 2006

Klein Breteler, M., I. van de Werf en I. Wenneker (2006b)  
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen  
Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven  
WL | Delft Hydraulics, conceptverslag H4421, juni 2006

Klein Breteler, M., en G. Wolters (2007)  
Stabiliteit van steenzetting met blokken op hun kant  
WL | Delft Hydraulics, concept verslag H 4941, oktober 2007

Klein Breteler, M., (2007a)  
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen  
Reststerkte van steenzetting met zuilen na initiële schade  
WL | Delft Hydraulics, verslag H4327, juni 2007

Klein Breteler, M. (2007b)  
Geavanceerde toetsing van steenbekleding op Afsluitdijk  
Waddenzeezijde en dammen Den Oever en Kornwerderzand  
WL | Delft Hydraulics, verslag H 4879, december 2007

Klein Breteler, M. en M. Muttray (2008)  
Projectplan SBW reststerkte  
Deltares, rapport H5099, 3 november 2008

Klein Breteler, M. (2009)  
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen  
Documentatie STEENTOETS2008  
Deltares | Delft Hydraulics, rapport H4846, november 2008

Kuiper, C., M. Klein Breteler, L.N. Booster en W. Eysink (2006)  
Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen  
Afleiding van een verbeterde toetsmethode voor de toplaa  
WL | Delft Hydraulics, verslag H4432, februari 2006

Lindenberg, J. (1983)  
Stabiliteit van Armorflex-steenzettingen onder golfaanval  
Waterloopkundig Laboratorium en Laboratorium voor Grondmechanica  
Verslag modelonderzoek M1910, jan. 1983

Lindenberg, J. (1988)  
Verweking van zand onder een steenzetting talud 1:3 onder invloed van golfbelasting  
Verslag modelonderzoek  
Onderdeel van deel XXII: Grondmechanische stabiliteit in de golfzone  
M1795/M1881 deel XXII C, 1988  
Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft

Meer, J.W. van der, en A. Bezuijen (1983)

Taludbekleding van gezette steen, fase 4

Grootschalig modelonderzoek naar een steenzetting op zand

Verslag modelonderzoek, M1795/M1881, deel XII, dec. 1983

Waterloopkundig Laboratorium, Grondmechanica Delft

Rudolph D. , M. Klein Breteler (2005)

Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen

Analyse van de stabiliteit van basalt

WL | Delft Hydraulics, verslag H4422, februari 2005

Smith, G.M., Wouters, J. en Klein Breteler, M (2000)

Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen

Meetverslag van Deltagootonderzoek

WL | Delft Hydraulics, verslag H3272, februari 2000

Technisch Rapport Steenzettingen

TAW, 2003

Tekmarine 1982

Large-scale model studies of arctic island slope protection

Tekmarine inc., Project TCN-015, April 1982

Sierra Madre, California, USA

Zie sectie 7 in deel XX A, appendix 1

Tekmarine 1983

Large-scale model investigation of compound slope profiles

Tekmarine inc., Project TCN-024, May/June 1983

Sierra Madre, California, USA

Zie sectie 7 in deel XX A, appendix 1

Tekmarine 1983a

Large scale modelling of armorflex slope protection system

Tekmarine inc., Sierra Madre, California, Oct. '83

Tekmarine 1984

Large scale model study of armorflex slope protection

Tekmarine inc., Sierra Madre, California, May '84

Tekmarine 1985

Two-dimensional model study of slope protection systems for the Sohio

Endicott Project

Tekmarine inc., January 1985

Sierra Madre, California, USA

Zie sectie 7 in deel XX A, appendix 1

- Weide, J. v.d. en Visser, P. (1983)  
Basalton, stabiliteit onder golfaanval  
Waterloopkundig Laboratorium en Laboratorium voor Grondmechanica  
Verslag modelonderzoek M1900, febr. 1983
- Werf, I. vd, en M. Klein Breteler (2007)  
Stabiliteit van C-star taludbekleding onder golfaanval  
WL | Delft Hydraulics, concept verslag H 4885, juni 2007
- Wouters, J. (1991)  
Taludbekledingen van gezette steen  
Eindverificatie onderzoek Deltagoot  
WL | Delft Hydraulics, verslag M 1795 / H 195, deel XXIII, februari 1991
- Wouters, J. 1993  
Reststerkte van Dijkbekledingen  
Stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag  
Deel III, Meetverslag Deltagootonderzoek  
Waterloopkundig Laboratorium, Juni 1993
- Wouters, J., (1998)  
Pit-Polygoonzuilen en Hydroblocks  
Grootschalig modelonderzoek in Deltagoot  
WL / Delft Hydraulics, verslag H3224, okt. '98



# A Tabellen





Black-box, proeven met onregelmatige golven			niveau ondergrens [m NAP]	niveau bovengrens [m NAP]	talud helling $\tan\alpha$	type		TOPLAAG										FILTERLAAG	
project	proefnr	omschrijving				toplaag	onderlagen	D [m]	B [m]	L [m]	spleetbreedte [mm]	open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwasmateriaal		Ingegoten toplaag		b [m]	D15 [mm]
											D15 [mm]	n [-]	diepte [m]	VGD [GPa]					
Smith e.a. (2000)	2o01	basalton op zandafalt, berm op +5m	3.00	5.00	0.286	27.1	as												
Smith e.a. (2000)	3o10	overgoten en ingezand basalt, berm op +5	2.00	5.00	0.286	27.11	st vl kl	0.196	0.30	0.30				0.050	0	0.075	4.0		
Smith e.a. (2000)	3o11	overgoten en ingezand basalt, berm op +5	2.50	5.00	0.286	27.11	st vl kl	0.196	0.30	0.30				0.050	0	0.075	4.0		
Hofland e.a. (2006)	P01-02	Ingegoten basalt (half)	1.60	6.00	0.286	26.01	st ge kl	0.129						0.085	0.5	0.079	5.6		
Hofland e.a. (2006)	P03-05	Ingegoten basalt (half)	1.60	6.00	0.286	26.01	st ge kl	0.129						0.085	0.5	0.079	5.6		
Hofland e.a. (2006)	LW 17-19	Ingegoten basalt (volledig)	1.60	6.00	0.286	26.01	st ge kl	0.129						0.129	10.5	0.079	5.6		
Hofland e.a. (2006)	LW 17-21	Ingegoten basalt (volledig)	1.60	6.00	0.286	26.01	st ge kl	0.129						0.129	10.5	0.079	5.6		
Hofland e.a. (2006)	HW 12+13+14	Ingegoten basalt (volledig)	1.60	6.00	0.286	26.01	st ge kl	0.129						0.129	10.5	0.079	5.6		
Hofland e.a. (2006)	HW 22-23A	Ingegoten basalt (volledig)	1.60	6.00	0.286	26.01	st ge kl	0.129						0.129	10.5	0.079	5.6		
Klein Breteleur (2007b)	5	Graniet met DV voegvulling	4.80	5.45	0.333	28.52	za kl	0.117	0.17	0.26	10			0.061					
Wouters (1993)	A02	blokken met ruwheid op klei	2.00	6.50	0.250	11	kl	0.150	0.50	0.50	2								
Wouters (1993)	A03	blokken met ruwheid op klei	2.00	6.50	0.250	11	kl	0.150	0.50	0.50	2								
Lindenberg (1988)	DGB10	Basalton op zand	0.50	7.00	0.333	27.1	ge	0.200											
Lindenberg (1988)	DGB12	Basalton op zand	0.50	7.00	0.333	27.1	ge	0.200											
Den Boer (1982)	c.1.3.23	blokken op klei	3.40	4.50	0.250	10	kl	0.150	0.25	0.25	1.5								
Den Boer (1982)	c.2.5-49	blokken op klei	3.40	4.50	0.250	10	kl	0.100	0.25	0.25	1.5								

Tabel A.1, Deltagootproeven met steenzettingen zonder filter en ingegoten bekledingen, constructie eigenschappen

Black-box, proeven met onregelmatige golven			talud helling  tan $\alpha$	type		TOPLAAG		HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN								Schade	
project	proefnr	omschrijving		toplaag	onder- lagen	D [m]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	water- stand [m]	Zb [m]	Hs [m]	Tp [s]	S <sub>op</sub> [-]	$\xi_{op}$ [-]	H <sub>g</sub> /AD [-]	Duur [h]		N [-]
Smith e.a. (2000)	2o01	basalton op zandasfalt, berm op +5m	0.286	27.1	as	0.150	2376	5.00	0.00	0.85	3.71	0.040	1.44	4.12	0.9	1045	d
Smith e.a. (2000)	3o10	overgoten en ingezand basalt, berm op +5	0.286	27.11	st vl kl	0.196	2955	4.00	1.00	1.26	4.70	0.037	1.50	3.29	1.2	1045	a
Smith e.a. (2000)	3o11	overgoten en ingezand basalt, berm op +5	0.286	27.11	st vl kl	0.196	2955	4.39	0.61	1.56	5.30	0.036	1.52	4.07	1.3	1045	d
Hofland e.a. (2006)	P01-02	Ingegoten basalt (half)	0.286	26.01	st ge kl	0.129	3033	3.90	2.10	0.68	4.23	0.024	1.83	2.59	5.0	4894	a
Hofland e.a. (2006)	P03-05	Ingegoten basalt (half)	0.286	26.01	st ge kl	0.129	3033	3.90	2.10	0.96	4.98	0.025	1.81	3.66	5.2	4323	d
Hofland e.a. (2006)	LW 17-19	Ingegoten basalt (volledig)	0.286	26.01	st ge kl	0.129	3033	3.07	2.93	1.07	5.84	0.020	2.01	4.08	3.4	2403	b
Hofland e.a. (2006)	LW 17-21	Ingegoten basalt (volledig)	0.286	26.01	st ge kl	0.129	3033	3.23	2.77	1.16	6.14	0.020	2.03	4.42	5.6	3742	d
Hofland e.a. (2006)	HW 12+13+14	Ingegoten basalt (volledig)	0.286	26.01	st ge kl	0.129	3033	4.16	1.84	1.02	5.38	0.023	1.90	3.89	3.5	2655	b
Hofland e.a. (2006)	HW 22-23A	Ingegoten basalt (volledig)	0.286	26.01	st ge kl	0.129	3033	4.70	1.30	1.52	5.76	0.029	1.67	5.80	3.6	2580	d
Klein Breteler (2007b)	5	Graniet met DV voegvulling	0.333	28.52	za kl	0.117	2635	4.75	0.70	1.38	5.05	0.035	1.79	7.19	1.1	926	a
Wouters (1993)	A02	blokken met ruwheid op klei	0.250	11	kl	0.150	2380	5.00	1.50	0.62	4.60	0.019	1.82	3.00	1.4	1278	a
Wouters (1993)	A03	blokken met ruwheid op klei	0.250	11	kl	0.150	2380	5.00	1.50	0.81	3.90	0.034	1.35	3.91	0.8	858	d
Lindenberg (1988)	DGB10	Basalton op zand	0.333	27.1	ge	0.200	2300	4.50	2.50	1.04	3.79	0.046	1.55	4.00	1.0	1092	a
Lindenberg (1988)	DGB12	Basalton op zand	0.333	27.1	ge	0.200	2300	4.50	2.50	1.24	3.79	0.055	1.42	4.77	0.3	364	d
Den Boer (1982)	c.1.3.23	blokken op klei	0.250	10	kl	0.150	2360	4.01	0.50	0.88	3.23	0.054	1.08	4.31	8.0	10249	a
Den Boer (1982)	c.2.5-49	blokken op klei	0.250	10	kl	0.100	2370	4.00	0.50	0.79	2.93	0.059	1.03	5.73	2.0	2828	d

Tabel A.2, Deltagootproeven met steenzettingen zonder filter en ingegoten bekledingen, hydraulische randvoorwaarden en schade

Plat gezette blokken, proeven met onregelmatige golven			niveau ondergrens [m NAP]	niveau bovengrens [m NAP]	talud helling tan $\alpha$	type		TOPLAAG											FILTERLAAG		2e FILTERLAAG	
project	proefnr.	omschrijving				toplaag	onderlagen	D [m]	B [m]	L [m]	spleet-		open oppervlak [%]	Gattype 1		$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]	
											breedte [mm]	langs [mm]		grootte [cm <sup>2</sup> ]	aantal [-]							
Smith e.a. (2000)	4bo06	niet dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	2.00	5.00	0.286	11	ge st my	0.200	0.50	0.50	1.75	1.75			2337		0.05	2.8	0.8	2.3		
Smith e.a. (2000)	4co01	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	2.00	5.00	0.286	11	ge st my	0.200	0.50	0.50	1.75	1.75			2337		0.05	2.8	0.8	2.3		
Smith e.a. (2000)	4co07	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	2.00	5.00	0.286	11	ge st my	0.200	0.50	0.50	1.75	1.75			2337		0.05	2.8	0.8	2.3		
Smith e.a. (2000)	4co08	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	2.00	5.00	0.286	11	ge st my	0.200	0.50	0.50	1.75	1.75			2337		0.05	2.8	0.8	2.3		
Smith e.a. (2000)	4co13	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	2.00	5.00	0.286	11	ge st my	0.200	0.50	0.50	1.75	1.75			2337		0.05	2.8	0.8	2.3		
Smith e.a. (2000)	5o05	blokken op mijnsteen met uitvullaag, berm op +5	0.50	5.00	0.286	11	st my ge	0.250	0.50	0.50	2	1.6			2383		0.05	7.1	0.8	2.8		
Smith e.a. (2000)	5o06	blokken op mijnsteen met uitvullaag, berm op +5	0.50	5.00	0.286	11	st my ge	0.250	0.50	0.50	2	1.6			2383		0.05	7.1	0.8	2.8		
Smith e.a. (2000)	6o21	blokken op filter met ondiepwater golfbelast., berm op +5	0.50	5.00	0.286	11	st my ge	0.250	0.50	0.50	2	1.6			2383		0.05	7.1	0.8	2.8		
Smith e.a. (2000)	20ao3	grote blokken van 50x50x20 cm3, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.200	0.50	0.50	26	1	5.2		2337		0.10	18.6				
Smith e.a. (2000)	20ao4	grote blokken van 50x50x20 cm3	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.200	0.50	0.50	26	1	5.2		2337		0.10	18.6				
Smith e.a. (2000)	20ao5	grote blokken van 50x50x20 cm3	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.200	0.50	0.50	26	1	5.2		2337	15.7	0.10	18.6				
Smith e.a. (2000)	20ao6	grote blokken van 50x50x20 cm3	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.200	0.50	0.50	26	1	5.2		2337	15.7	0.10	18.6				
Smith e.a. (2000)	20ao7	grote blokken van 50x50x20 cm3	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.200	0.50	0.50	26	1	5.2		2337	15.7	0.10	18.6				
Smith e.a. (2000)	20ao8	grote blokken van 50x50x20 cm3	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.200	0.50	0.50	26	1	5.2		2337	15.7	0.10	18.6				
Smith e.a. (2000)	20b03	kleine blokken van 25x25x10, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.100	0.25	0.25	13.1	0.8	5.3		2344	8.3	0.05	10.8				
Smith e.a. (2000)	20b04	kleine blokken van 25x25x10	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.100	0.25	0.25	13.1	0.8	5.3		2344	8.3	0.05	10.8				
Smith e.a. (2000)	20b05	kleine blokken van 25x25x10	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.100	0.25	0.25	13.1	0.8	5.3		2344	8.3	0.05	10.8				
Smith e.a. (2000)	20b07	kleine blokken van 25x25x10	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.100	0.25	0.25	0.8	13.1	5.3		2344	8.3	0.05	10.8				
Smith e.a. (2000)	20b09	kleine blokken van 25x25x10	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.100	0.25	0.25	0.8	13.1	5.3		2344	8.3	0.05	10.8				
Smith e.a. (2000)	20b10	kleine blokken van 25x25x10	3.00	5.00	0.286	11	st ge kl	0.100	0.25	0.25	0.8	13.1	5.3		2344	8.3	0.05	10.8				
Wouters (1991)	128	Blokken op filter - 1oost	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.151	0.25	0.30	2	2		12.566	2	2375		0.50	3.6			
Wouters (1991)	154	Blokken op filter - 1oost	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.151	0.25	0.30	2	2		12.566	2	2375		0.50	3.6			
Wouters (1991)	155	Blokken op filter - 1oost	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.151	0.25	0.30	2	2		12.566	2	2375		0.50	3.6			
Wouters (1991)	128	Blokken op filter - 1west	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.147	0.25	0.30	2	2				2354		0.25	3.6			
Wouters (1991)	154	Blokken op filter - 1west	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.147	0.25	0.30	2	2				2354		0.25	3.6			
Wouters (1991)	155	Blokken op filter - 1west	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.147	0.25	0.30	2	2				2354		0.25	3.6			
Wouters (1991)	248	Blokken op filter - 2oost	0.00	8.50	0.333	11	ge st ge	0.150	0.50	0.50	2	2				2383		0.50	3.6			
Wouters (1991)	248	Blokken op filter - 2west	0.00	8.50	0.333	11	ge st ge	0.147	0.25	0.30	2.5	2.5				2354		0.50	9.2			
Wouters (1991)	627	Blokken op filter - 6west	0.00	8.50	0.333	11	st ge	0.299	0.50	0.50	3.8	3.8				2376		0.35	17.3			
Burger (19985)	6	Haringmanblokken	3.50	8.50	0.286	11.1	st my	0.200	0.50	0.50	2	2				2290	1	0.04	9	1	3	
Burger (19985)	10	Haringmanblokken	3.50	8.50	0.286	11.1	st my	0.200	0.50	0.50	2	2				2290	1	0.04	9	1	3	
Burger (19985)	15	Haringmanblokken	3.50	8.50	0.286	11.1	st my	0.200	0.50	0.50	2	2				2290		0.04	9	1	3	
Lindenberg (1983)	45	Armorflex zonder kabels	2.60	8.75	0.333	10	st	0.108	0.30	0.30			22			2411		0.25	25			
Lindenberg (1983)	46	Armorflex zonder kabels	2.60	8.75	0.333	10	st	0.108	0.30	0.30			22			2411		0.25	25			
Lindenberg (1983)	58	Armorflex zonder kabels	2.60	8.75	0.333	10	st	0.108	0.30	0.30			22			2411	7	0.25	25			
Burger (1983)	30	blokken op filter	3.00	4.40	0.333	10	st	0.150	0.25	0.25	1	1				2350		0.35	25			
Burger (1983)	31	blokken op filter	3.00	4.40	0.333	10	st	0.150	0.25	0.25	1	1				2350		0.35	25			
Burger (1983)	34	blokken op filter	3.00	4.40	0.333	10	st	0.150	0.25	0.25	1	1				2350		0.35	25			
Burger (1983)	35	blokken op filter	3.00	4.40	0.333	10	st	0.150	0.25	0.25	1	1				2350		0.35	25			
Burger (1983)	38	blokken op filter	3.00	4.40	0.333	10	st	0.150	0.25	0.25	1	1				2350		0.35	25			
Burger (1983)	37	blokken op filter	3.00	4.40	0.333	10	st	0.150	0.25	0.25	1	1				2350		0.35	25			
Den Boer (1982)	c.1.1-6	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.150	0.25	0.25	1.5	1.5				2360		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.1.1-7	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.150	0.25	0.25	1.5	1.5				2360		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.1.2-17	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.150	0.25	0.25	1.5	1.5				2360		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.1.2-18	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.150	0.25	0.25	1.5	1.5				2360		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.2.4-46	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5				2370		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.2.4-47	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5				2370		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.2.3-51	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5				2370		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.3.1-57	blokken met vellingkanten op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5		50	1	2410		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.3.1-58	blokken met vellingkanten op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5		50	1	2410		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.3.2-60	blokken met gaten op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5		28.274	1	2330		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.3.2-61	blokken met gaten op filter (pennen => geen normaalkracht)	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5		28.274	1	2330		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.4-64	blokken op filter, halfsteens zonder pennen	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5				2370		0.15	14	0.35	5	
Den Boer (1982)	c.4-65	blokken op filter, halfsteens zonder pennen	3.40	4.50	0.250	10	gr my	0.100	0.25	0.25	1.5	1.5				2370		0.15	14	0.35	5	

Tabel A.3, Deltagootproeven met plat gezette blokken, constructie eigenschappen

Plat gezette blokken, proeven met onregelmatige golven			talud helling tan $\alpha$	type		TOPLAAG						HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN										Schade
project	proefnr.	omschrijving		toplaag	onder- lagen	D [m]	spleet-		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	water- stand [m]	Zb [m]	Hs [m]	Tp [s]	S <sub>op</sub> [-]	$\xi_{op}$ [-]	H <sub>g</sub> /AD [-]	Duur [h]	N [-]		
							breedte [mm]	langs [mm]														
Smith e.a. (2000)	4bo06	niet dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	11	ge st my	0.200	1.75	1.75		2337		3.77	1.23	0.86	5.40	0.02	2.08	3.22	1.4	1000	a	
Smith e.a. (2000)	4co01	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	11	ge st my	0.200	1.75	1.75		2337		3.77	1.23	0.71	3.30	0.04	1.40	2.66	0.8	1000	a	
Smith e.a. (2000)	4co07	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	11	ge st my	0.200	1.75	1.75		2337		3.78	1.22	1.05	5.80	0.02	2.02	3.93	1.5	1000	a	
Smith e.a. (2000)	4co08	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	11	ge st my	0.200	1.75	1.75		2337		3.77	1.23	1.17	4.50	0.04	1.49	4.38	1.1	1000	c	
Smith e.a. (2000)	4co13	dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	11	ge st my	0.200	1.75	1.75		2337		4.04	0.96	1.50	4.90	0.04	1.43	5.61	1.2	1000	d	
Smith e.a. (2000)	5o05	blokken op mijnsteen met uitvullaag, berm op +5	0.286	11	st my ge	0.250	2	1.6		2383		4.02	0.98	1.64	5.60	0.03	1.56	4.74	1.4	1000	a	
Smith e.a. (2000)	5o06	blokken op mijnsteen met uitvullaag, berm op +5	0.286	11	st my ge	0.250	2	1.6		2383		4.00	1.00	1.64	6.90	0.02	1.92	4.74	1.7	1000	b	
Smith e.a. (2000)	6o21	blokken op filter met ondiepwater golfbelast., berm op +5	0.286	11	st my ge	0.250	2	1.6		2383		2.23	2.77	0.91	9.40	0.01	3.52	2.63	2.4	1000	a	
Smith e.a. (2000)	20ao3	grote blokken van 50x50x20 cm3, berm op +5	0.286	11	st ge kl	0.200	26	1	5.2	2337		4.15	0.85	0.41	3.17	0.03	1.77	1.53	0.8	1000	a	
Smith e.a. (2000)	20ao4	grote blokken van 50x50x20 cm3	0.286	11	st ge kl	0.200	26	1	5.2	2337		4.20	0.80	0.63	4.01	0.03	1.80	2.36	1.0	1000	c	
Smith e.a. (2000)	20ao5	grote blokken van 50x50x20 cm3	0.286	11	st ge kl	0.200	26	1	5.2	2337	15.7	4.00	1.00	0.58	2.94	0.04	1.38	2.17	0.7	1000	a	
Smith e.a. (2000)	20ao6	grote blokken van 50x50x20 cm3	0.286	11	st ge kl	0.200	26	1	5.2	2337	15.7	4.23	0.77	0.63	5.07	0.02	2.28	2.36	1.3	1000	b	
Smith e.a. (2000)	20ao7	grote blokken van 50x50x20 cm3	0.286	11	st ge kl	0.200	26	1	5.2	2337	15.7	4.17	0.83	0.63	4.03	0.02	1.76	2.36	1.0	1000	b	
Smith e.a. (2000)	20ao8	grote blokken van 50x50x20 cm3	0.286	11	st ge kl	0.200	26	1	5.2	2337	15.7	4.28	0.72	0.84	4.57	0.03	1.78	3.14	1.2	1000	c	
Smith e.a. (2000)	20b03	kleine blokken van 25x25x10, berm op +5	0.286	11	st ge kl	0.100	13.1	0.8	5.3	2344	8.3	4.58	0.42	0.32	3.32	0.02	2.10	2.38	0.8	1000	a	
Smith e.a. (2000)	20b04	kleine blokken van 25x25x10	0.286	11	st ge kl	0.100	13.1	0.8	5.3	2344	8.3	4.58	0.42	0.42	3.18	0.03	1.75	3.13	0.8	1000	b	
Smith e.a. (2000)	20b05	kleine blokken van 25x25x10	0.286	11	st ge kl	0.100	13.1	0.8	5.3	2344	8.3	4.61	0.39	0.52	3.98	0.02	1.97	3.87	1.0	1000	c	
Smith e.a. (2000)	20b07	kleine blokken van 25x25x10	0.286	11	st ge kl	0.100	0.8	13.1	5.3	2344	8.3	3.62	1.38	0.32	2.71	0.03	1.71	2.37	0.7	1000	a	
Smith e.a. (2000)	20b09	kleine blokken van 25x25x10	0.286	11	st ge kl	0.100	0.8	13.1	5.3	2344	8.3	3.77	1.23	0.43	3.13	0.03	1.71	3.20	0.8	1000	b	
Smith e.a. (2000)	20b10	kleine blokken van 25x25x10	0.286	11	st ge kl	0.100	0.8	13.1	5.3	2344	8.3	3.76	1.24	0.51	4.00	0.02	2.00	3.79	1.0	1000	d	
Wouters (1991)	128	Blokken op filter - 1oost	0.333	11	st ge	0.151	2	2		2375		4.99	3.51	0.73	3.90	0.03	1.90	3.51	1.1	1179	a	
Wouters (1991)	154	Blokken op filter - 1oost	0.333	11	st ge	0.151	2	2		2375		4.73	3.78	0.94	3.40	0.05	1.46	4.55	0.9	1000	a	
Wouters (1991)	155	Blokken op filter - 1oost	0.333	11	st ge	0.151	2	2		2375		4.74	3.76	0.78	6.40	0.01	3.03	3.73	1.6	1000	a	
Wouters (1991)	128	Blokken op filter - 1west	0.333	11	st ge	0.147	2	2		2354		4.99	3.51	0.73	3.90	0.03	1.90	3.66	1.1	1179	a	
Wouters (1991)	154	Blokken op filter - 1west	0.333	11	st ge	0.147	2	2		2354		4.73	3.78	0.94	3.40	0.05	1.46	4.74	0.9	1000	a	
Wouters (1991)	155	Blokken op filter - 1west	0.333	11	st ge	0.147	2	2		2354		4.74	3.76	0.78	6.40	0.01	3.03	3.89	1.6	1000	a	
Wouters (1991)	248	Blokken op filter - 2oost	0.333	11	ge st ge	0.150	2	2		2383		4.77	3.74	0.40	3.10	0.03	1.99	1.93	0.8	1113	a	
Wouters (1991)	248	Blokken op filter - 2west	0.333	11	ge st ge	0.147	2.5	2.5		2354		4.77	3.74	0.40	3.10	0.03	2.09	2.01	0.8	1113	a	
Wouters (1991)	627	Blokken op filter - 0west	0.333	11	st ge	0.299	3.8	3.8		2376		4.94	3.56	1.06	3.90	0.04	1.58	2.57	1.1	1123	a	
Burger (19985)	6	Haringmanblokken	0.286	11.1	st my	0.200	2	2		2290	1	5.00	3.50	1.43	5.12	0.03	1.53	5.54	17.0	13746	d	
Burger (19985)	10	Haringmanblokken	0.286	11.1	st my	0.200	2	2		2290	1	5.00	3.50	1.33	4.39	0.04	1.36	5.14	29.0	27349	a	
Burger (19985)	15	Haringmanblokken	0.286	11.1	st my	0.200	2	2		2290		5.00	3.50	1.50	4.40	0.05	1.28	5.81	1.0	941	c	
Lindenberg (1983)	45	Armorflox zonder kabels	0.333	10	st	0.108			22	2411		5.00	3.75	0.84	3.75	0.04	1.70	5.51	0.5	552	a	
Lindenberg (1983)	46	Armorflox zonder kabels	0.333	10	st	0.108			22	2411		5.00	3.75	0.93	3.75	0.04	1.62	6.10	0.5	552	d	
Lindenberg (1983)	58	Armorflox zonder kabels	0.333	10	st	0.108			22	2411	7	5.00	3.75	1.22	3.68	0.06	1.39	7.99	0.7	750	a	
Burger (1983)	30	blokken op filter	0.333	10	st	0.150	1	1		2350		4.50	-0.10	0.52	3.75	0.02	2.17	2.57	1.1	1111	a	
Burger (1983)	31	blokken op filter	0.333	10	st	0.150	1	1		2350		4.50	-0.10	0.54	3.31	0.03	1.88	2.67	0.9	1111	d	
Burger (1983)	34	blokken op filter	0.333	10	st	0.150	1	1		2350		4.50	-0.10	0.49	3.31	0.03	1.97	2.42	0.9	1111	a	
Burger (1983)	35	blokken op filter	0.333	10	st	0.150	1	1		2350		4.50	-0.10	0.56	3.13	0.04	1.74	2.77	0.9	1111	d	
Burger (1983)	38	blokken op filter	0.333	10	st	0.150	1	1		2350		4.50	-0.10	0.53	3.31	0.03	1.89	2.62	0.9	1111	a	
Burger (1983)	37	blokken op filter	0.333	10	st	0.150	1	1		2350		4.50	-0.10	0.57	3.52	0.03	1.94	2.81	1.0	1111	d	
Den Boer (1982)	c.1.1-6	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.150	1.5	1.5		2360		3.99	0.52	0.69	2.93	0.05	1.10	3.36	0.7	1000	b	
Den Boer (1982)	c.1.1-7	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.150	1.5	1.5		2360		4.01	0.49	0.76	2.93	0.06	1.05	3.73	0.7	1000	d	
Den Boer (1982)	c.1.2-17	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.150	1.5	1.5		2360		4.23	0.27	0.73	2.93	0.05	1.07	3.59	0.7	1000	b	
Den Boer (1982)	c.1.2-18	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.150	1.5	1.5		2360		4.26	0.25	0.74	2.93	0.06	1.06	3.62	2.2	2000	d	
Den Boer (1982)	c.2.4-46	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2370		3.99	0.52	0.39	2.36	0.04	1.19	2.81	0.6	1000	b	
Den Boer (1982)	c.2.4-47	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2370		3.98	0.52	0.41	2.46	0.04	1.20	2.99	0.6	1000	d	
Den Boer (1982)	c.2.3-51	blokken op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2370		4.26	0.25	0.46	2.67	0.04	1.23	3.36	0.7	1000	d	
Den Boer (1982)	c.3.1-57	blokken met vellingkanten op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2410		4.01	0.50	0.44	2.46	0.05	1.16	3.12	0.6	1000	a	
Den Boer (1982)	c.3.1-58	blokken met vellingkanten op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2410		4.00	0.50	0.46	2.46	0.05	1.14	3.23	0.6	1000	d	
Den Boer (1982)	c.3.2-60	blokken met gaten op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2330		4.00	0.50	0.47	2.46	0.05	1.13	3.50	0.6	1000	b	
Den Boer (1982)	c.3.2-61	blokken met gaten op filter (pennen => geen normaalkracht)	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2330		4.00	0.51	0.49	2.46	0.05	1.10	3.65	0.6	1000	d	
Den Boer (1982)	c.4-64	blokken op filter, halfsteens zonder penne	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2370		4.02	0.49	0.48	2.51	0.05	1.14	3.47	0.6	1000	b	
Den Boer (1982)	c.4-65	blokken op filter, halfsteens zonder penne	0.250	10	gr my	0.100	1.5	1.5		2370		4.01	0.49	0.49	2.56	0.05	1.14	3.58	0.6	1000	d	

Tabel A.4, Deltagootproeven met plat gezette blokken, hydraulische randvoorwaarden en schade

Blokken op hun kant, proeven met onregelmatige golven			niveau ondergrens [m NAP]	niveau bovengrens [m NAP]	talud helling tan $\alpha$	type		TOPLAAG							FILTERLAAG		
project	proefnr.	omschrijving				toplaag	onderlagen	D [m]	B [m]	L [m]	spleet-		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]
											breedte [mm]	langs [mm]					
Smith e.a. (2000)	12ao4	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8		2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12ao5	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8	1.2	2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12ao8	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8	1.2	2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12ao9	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8	1.2	2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12ao10	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8	1.2	2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12ao11	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8	1.2	2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12ao13	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	0.8	1.2	2317		0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12co3	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12co4	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12co5	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12co7	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12cco5	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	9.1	7.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12cco6	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	9.1	7.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12cco7	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandshouders	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	9.1	7.3	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12do6	blokken op kant, brede stootvoegen, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	10.6	0.8	5.8	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12do7	blokken op kant, brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	10.6	0.8	5.8	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12do10	blokken op kant, brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	10.6	0.8	5.8	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12cdo5	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandshouders met voetje	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	8.6	6.9	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	12cdo8	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandshouders met voetje	3.00	5.00	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.8	8.6	6.9	2317	5.7	0.05	7.2
Smith e.a. (2000)	21o14	haringmanblokken op hun kant met brede stootvoegen, berm op +5	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2250	2.6	0.06	8.0
Smith e.a. (2000)	21o15	haringmanblokken op hun kant met brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2250	2.6	0.06	8.0
Smith e.a. (2000)	21o16	haringmanblokken op hun kant met brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2250	2.6	0.06	8.0
Smith e.a. (2000)	23o1	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2279		0.06	8.0
Smith e.a. (2000)	23o2	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2279		0.06	8.0
Smith e.a. (2000)	23o10	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2279	2.6	0.06	8.0
Smith e.a. (2000)	23o11	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	3.00	5.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	6.5	0.8	3.9	2279	2.6	0.06	8.0
Klein Breteler e.a. (2007)	T13-17	Blokken op hun kant prototypeschaal	2.24	5.45	0.333	11.4	st ge kl	0.500	0.25	0.50	2.4	2.4		2281		0.12	4.5
Klein Breteler e.a. (2007)	T22-26	Blokken op hun kant prototypeschaal	2.24	5.45	0.333	11.4	st ge kl	0.500	0.25	0.50	2.4	2.4		2281		0.12	4.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4120	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4120-4122	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4931	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4931-4932	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4931-4934	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4040	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4140+4141	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5
Klein Breteler e.a. (2005)	4140+4541	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.10	0.20	0.5	0.5		2317		0.05	6.5

Tabel A.5, Deltagootproeven met blokken op hun kant, constructie eigenschappen

Blokken op hun kant, proeven met onregelmatige golven			talud helling	type		TOPLAAG							HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN										Schade
project	proefnr.	omschrijving		tan $\alpha$	toplaag	onder- lagen	D [m]	spleet-		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m3]	inwas D15 [mm]	water- stand [m]	Zb [m]	Hs [m]	Tp [s]	$s_{op}$ [-]	$\xi_{op}$ [-]	H <sub>0</sub> /ΔD [-]	Duur [h]	N [-]		
								breedte [mm]	langs [mm]														
Smith e.a. (2000)	12ao4	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8		2317		4.65	0.35	1.23	4.30	0.04	1.38	4.67	1.1	1000	a		
Smith e.a. (2000)	12ao5	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8	1.2	2317		4.80	0.20	1.40	4.70	0.04	1.42	5.32	1.2	1000	d		
Smith e.a. (2000)	12ao8	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8	1.2	2317		4.71	0.29	1.00	4.90	0.03	1.75	3.80	1.2	1000	a		
Smith e.a. (2000)	12ao9	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8	1.2	2317		4.91	0.09	1.27	5.50	0.03	1.74	4.82	1.4	1000	d		
Smith e.a. (2000)	12ao10	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8	1.2	2317		4.70	0.30	0.73	5.20	0.02	2.17	2.77	1.3	1000	b		
Smith e.a. (2000)	12ao11	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8	1.2	2317		4.81	0.19	0.84	5.50	0.02	2.14	3.19	1.4	1000	c		
Smith e.a. (2000)	12ao13	blokken op kant koud tegen elkaar, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.8	0.8	1.2	2317		5.00	0.00	1.24	6.60	0.02	2.12	4.71	1.7	1000	d		
Smith e.a. (2000)	12co3	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	4.79	0.21	1.22	4.30	0.04	1.44	4.63	1.1	1000	a		
Smith e.a. (2000)	12co4	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	4.90	0.10	1.40	4.70	0.04	1.47	5.32	1.2	1000	b		
Smith e.a. (2000)	12co5	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	5.03	-0.03	1.57	4.80	0.04	1.37	5.96	1.2	1000	c		
Smith e.a. (2000)	12co7	blokken op kant, brede langsvoeg met ronde stalen afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	10.6	9.3	2317	5.7	5.00	0.00	1.63	6.30	0.03	1.76	6.19	1.6	1000	d		
Smith e.a. (2000)	12cco5	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	9.1	7.3	2317	5.7	4.93	0.07	1.25	5.50	0.03	1.76	4.75	1.4	1000	a		
Smith e.a. (2000)	12cco6	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	9.1	7.3	2317	5.7	4.94	0.06	1.44	6.10	0.02	1.82	5.47	1.5	1000	c		
Smith e.a. (2000)	12cco7	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandhouders	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	9.1	7.3	2317	5.7	4.95	0.05	1.65	6.40	0.03	1.78	6.26	1.6	1000	d		
Smith e.a. (2000)	12do6	blokken op kant, brede stootvoegen, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	10.6	0.8	5.8	2317	5.7	4.90	0.10	1.40	4.70	0.04	1.42	5.32	1.2	1000	a		
Smith e.a. (2000)	12do7	blokken op kant, brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	10.6	0.8	5.8	2317	5.7	5.00	0.00	1.59	5.00	0.04	1.42	6.04	1.3	1000	c		
Smith e.a. (2000)	12do10	blokken op kant, brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	10.6	0.8	5.8	2317	5.7	5.00	0.00	1.54	7.60	0.02	2.19	5.85	1.9	1000	c		
Smith e.a. (2000)	12do5	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandhouders met voetje	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	8.6	6.9	2317	5.7	4.92	0.08	1.25	5.50	0.03	1.76	4.75	1.4	1000	b		
Smith e.a. (2000)	12do8	blokken op kant, brede langsvoeg met plastic afstandhouders met voetje	0.286	11.5	st ge kl	0.200	0.8	8.6	6.9	2317	5.7	4.96	0.04	1.52	7.60	0.02	2.20	5.77	1.9	1000	d		
Smith e.a. (2000)	21o14	haringmanblokken op hun kant met brede stootvoegen, berm op +5	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2250	2.6	4.98	0.02	1.56	6.36	0.02	1.82	6.24	1.6	1000	a		
Smith e.a. (2000)	21o15	haringmanblokken op hun kant met brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2250	2.6	5.01	-0.01	1.70	6.43	0.03	1.76	6.80	1.6	1000	b		
Smith e.a. (2000)	21o16	haringmanblokken op hun kant met brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2250	2.6	5.00	0.00	1.55	7.64	0.02	2.19	6.20	1.9	1000	c		
Smith e.a. (2000)	23o1	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2279		4.55	0.45	0.43	3.16	0.03	1.72	1.68	0.8	1000	a		
Smith e.a. (2000)	23o2	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2279		4.55	0.45	0.52	3.55	0.03	1.76	2.03	0.9	1000	b		
Smith e.a. (2000)	23o10	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2279	2.6	4.97	0.04	1.33	5.53	0.03	1.71	5.20	1.4	1000	a		
Smith e.a. (2000)	23o11	vlakke blokken op hun kant met brede stootvoegen	0.286	11.4	st ge kl	0.200	6.5	0.8	3.9	2279	2.6	4.94	0.06	1.54	6.35	0.02	1.83	6.02	1.6	1000	d		
Klein Breteler e.a. (2007)	T13-17	Blokjes op hun kant prototypeschaal	0.333	11.4	st ge kl	0.500	2.4	2.4		2281		4.69	0.76	1.55	5.36	0.03	1.79	2.42	26.8	20715	a		
Klein Breteler e.a. (2007)	T22-26	Blokjes op hun kant prototypeschaal	0.333	11.4	st ge kl	0.500	2.4	2.4		2281		4.91	0.54	1.57	7.04	0.02	2.34	2.45	26.2	15384	a		
Klein Breteler e.a. (2005)	4120	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.10	1.90	0.83	4.32	0.03	1.64	3.15	1.0	958	c		
Klein Breteler e.a. (2005)	4120-4122	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.10	1.90	0.83	4.37	0.03	1.76	3.15	3.6	3429	d		
Klein Breteler e.a. (2005)	4931	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.90	1.10	0.64	3.88	0.03	1.73	2.43	1.0	1067	a		
Klein Breteler e.a. (2005)	4931-4932	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.90	1.10	0.66	3.89	0.03	1.66	2.51	3.5	3725	c		
Klein Breteler e.a. (2005)	4931-4934	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.90	1.10	0.67	3.88	0.03	1.69	2.59	6.4	6797	d		
Klein Breteler e.a. (2005)	4040	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.00	2.00	0.45	3.15	0.03	1.68	1.71	1.0	1314	a		
Klein Breteler e.a. (2005)	4140+4141	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.11	1.89	0.53	3.47	0.03	1.70	2.01	3.5	4176	c		
Klein Breteler e.a. (2005)	4140+4541	Blokjes op hun kant, langeduurproeven	0.286	11.4	st ge kl	0.200	0.5	0.5		2317		4.38	1.62	0.53	3.45	0.03	1.64	2.01	40.0	48000	c		

Tabel A.6, Deltagootproeven met blokken op hun kant, hydraulische randvoorwaarden en schade

Zuilen en natuursteen, proeven met onregelmatige golven			niveau ondergrens [m NAP]	niveau bovengrens [m NAP]	helling tan $\alpha$	type		TOPLAAG						FILTERLAAG		2e FILTERLAAG			
project	proefnr.	beschrijving				toplaag	onderlagen	D [m]	B [m]	L [m]	spleetbreedte		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]
									stootvoeg [mm]	langsvoeg [mm]									
Smith e.a. (2000)	1o02	Basalton	3	4	0.286	27.1	st ge	0.150	0.30	0.30			15	2376	7	0.1	19		
		Basalton op lage berm	4	4.33	0.067	27.1	st ge	0.150	0.30	0.30			15	2376	7	0.1	19		
		Basalton	4.33	5	0.286	27.1	st ge	0.150	0.30	0.30			15	2376	7	0.1	19		
		asfaltbeton	5	10	0.286	1													
Smith e.a. (2000)	1o03	Basalton	3	4	0.286	27.1	st ge	0.150	0.30	0.30			15	2376	7	0.1	19		
		Basalton op lage berm	4	4.33	0.067	27.1	st ge	0.150	0.30	0.30			15	2376	7	0.1	19		
		Basalton	4.33	5	0.286	27.1	st ge	0.150	0.30	0.30			15	2376	7	0.1	19		
		asfaltbeton	5	10	0.286	1													
Smith e.a. (2000)	4a006	Dichtgeslibte granietblokken, dicht filter, berm op +5	2.50	5.00	0.286	28.5	st vl kl	0.208	0.25	0.37	10	10		2582	9.5	0.042	4		
Smith e.a. (2000)	4a007	Dichtgeslibte granietblokken, dicht filter, berm op +5	2.50	5.00	0.286	28.5	st vl kl	0.208	0.25	0.25	10	10		2582	9.5	0.042	4		
Smith e.a. (2000)	4do10	Dichtgeslibte granietblokken, dicht filter, berm op +5	2.00	5.00	0.286	28.5	st my ge	0.208	0.25	0.37	20	20		2582	9.3	0.05	4	0.8	2.3
vd Werf e.a. (2007)	T15	C-Star	1.90	5.50	0.333	27.5	st ge kl	0.180	0.12	0.18			14	2338	4	0.07	10		
vd Werf e.a. (2007)	T24-32	C-Star	1.90	5.50	0.333	27.5	st ge kl	0.180	0.12	0.18			14	2338	4	0.07	10		
vd Werf e.a. (2007)	T24-34	C-Star	1.90	5.50	0.333	27.5	st ge kl	0.180	0.12	0.18			14	2338	4	0.07	10		
Klein Breteler e.a. (2005)	nov03-4805	Basalton, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	27.1	st ge kl	0.200					13	2827	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4411+4610	basalt, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4411-4812	basalt, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4215-4616	basalt, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4418	basalt, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4418+4618	basalt, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	5250	Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150	0.25	0.25			13	2426	8	0.069	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	5251	Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150	0.25	0.25			13	2426	8	0.069	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4250+4251	Hergebruikte Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150	0.25	0.25			13	2426	8	0.069	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4260-4660	Hydroblocks 20 cm, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.200	0.25	0.25			13	2359	8	0.097	22		
Klein Breteler e.a. (2005)	4260-4860	Hydroblocks 20 cm, langeduurproeven	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.200	0.25	0.25			13	2359	8	0.097	22		
Wouters (1998)	4	Pit-polygoonzuilen, 20 cm, 1998	3.00	5.00	0.286	27.2	st ge kl	0.200	0.20	0.20			14	2337	8.8	0.1	19		
Wouters (1998)	5	Pit-polygoonzuilen, 20 cm, 1998	3.00	5.00	0.286	27.2	st ge kl	0.200	0.20	0.20			14	2337	8.8	0.1	19		
Wouters (1998)	6	Pit-polygoonzuilen, 20 cm, 1998	3.00	5.00	0.286	27.2	st ge kl	0.200	0.20	0.20			14	2337	8.8	0.1	19		
Wouters (1998)	5	Hydroblocks, 20 cm, 1998	3.00	5.00	0.286	27.3	st ge kl	0.200	0.25	0.25			13	2291	8.8	0.1	19		
Wouters (1998)	6	Hydroblocks, 20 cm, 1998	3.00	5.00	0.286	27.3	st ge kl	0.200	0.25	0.25			13	2291	8.8	0.1	19		
Eysink e.a. (2003)	5	Basalt 2003, D = 20 cm	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	7.5	0.12	22		
Eysink e.a. (2003)	6	Basalt 2003, D = 20 cm	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	7.5	0.12	22		
Eysink e.a. (2003)	8	Basalt 2003, D = 20 cm	2.00	6.00	0.286	26.1	st ge kl	0.200					13	2955	7.5	0.12	22		
Eysink e.a. (2003)	26	Basalton	2.00	6.00	0.286	27.1	st ge kl	0.200					13	2827	8	0.12	22		
Klein Breteler e.a. (2006b)	15	Hydroblocks	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150					13	1952	7.5	0.055	22		
Klein Breteler e.a. (2006b)	14+15	Hydroblocks	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150					13	1952	7.5	0.055	22		
Klein Breteler e.a. (2006b)	16	Hydroblocks	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150					13	1952	7.5	0.055	22		
Klein Breteler e.a. (2006b)	25	Hydroblocks	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150					13	1952	7.5	0.055	22		
Klein Breteler e.a. (2006b)	26	Hydroblocks	2.00	6.00	0.286	27.3	st ge kl	0.150					13	1952	7.5	0.055	22		
Burger (1985)	26	Viivoordse steen (plat) met Dn50	1.00	3.50	0.286	28.1	pu vl kl	0.160					20	2527	10	0.05	15		
Burger (1985)	1	Viivoordse steen (rond) met Dn50	1.00	3.50	0.286	28.1	pu vl kl	0.160					20	2527	10	0.05	15		
Burger (1985)	3	Viivoordse steen (rond) met Dn50	1.00	3.50	0.286	28.1	pu vl kl	0.160					20	2527	10	0.05	15		
Burger (1985)	blz57	Viivoordse steen (plat) met Dn50	1.00	3.25	0.286	28.1	pu vl kl	0.160					20	2527	10	0.05	15		
Burger (1985)	21	basalt, Provo '85	3.25	6.50	0.286	26	pu vl kl	0.300					13.5	2996	8	0.12	30		
Burger (1985)	22	basalt, Provo '85	3.25	6.50	0.286	26	pu vl kl	0.300					13.5	2996	8	0.12	30		
Burger (1985)	23	basalt, Provo '85	3.25	6.50	0.286	26	pu vl kl	0.300					13.5	2996	8	0.12	30		
Burger (1985)	24	basalt, Provo '85	3.25	6.50	0.286	26	pu vl kl	0.300					13.5	2996	8	0.12	30		
vd Weide e.a. (1983)	4	Basalton M1900 (niet ingewassen)	0.00	8.75	0.333	27.1	st st	0.180					13	2400	geen	0.15	25	0.2	4

Tabel A.7, Deltagootproeven met zuilen en natuursteen, constructie eigenschappen



Zuilen en natuursteen, proeven met onregelmatige golven			helling tan $\alpha$	type		TOPLAAG						HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN										
project	proefnr.	beschrijving		toplaag	onderlagen	D [m]	spleetbreedte		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	waterstand [m]	Zb [m]	Hs [m]	Tp [s]	S <sub>op</sub> [-]	$\xi_{op}$ [-]	H <sub>g</sub> /AD [-]	Duur [h]	N [-]	Schade	
							stootvoeg [mm]	langsvoeg [mm]														
Smith e.a. (2000)	1o02	Basalton	0.286	27.1	st ge	0.150			15	2376	7	-0.95						5.04				a
		Basalton op lage berm	0.067	27.1	st ge	0.150			15	2376	7	-0.62						5.04				a
		Basalton	0.286	27.1	st ge	0.150			15	2376	7	0.05	4.95	1.04	3.9	0.044	1.37	5.04	1.0	1045		a
		asfaltbeton	0.286	1									5.05									
Smith e.a. (2000)	1o03	Basalton	0.286	27.1	st ge	0.150			15	2376	7	-0.94						5.91				a
		Basalton op lage berm	0.067	27.1	st ge	0.150			15	2376	7	-0.61						5.91				d
		Basalton	0.286	27.1	st ge	0.150			15	2376	7	0.06	4.94	1.22	4.3	0.042	1.39	5.91	0.8	802		a
		asfaltbeton	0.286	1									5.06									
Smith e.a. (2000)	4ao06	Dichtgeslibte granietblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	28.5	st vi kl	0.208	10	10	2582	9.5	4.04	0.96	1.52	5.40	0.033	1.56	4.62	1.4	1045		a	
Smith e.a. (2000)	4ao07	Dichtgeslibte granietblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	28.5	st vi kl	0.208	10	10	2582	9.5	4.03	0.97	1.60	5.40	0.035	1.52	4.86	1.4	1045		b	
Smith e.a. (2000)	4do10	Dichtgeslibte granietblokken, dicht filter, berm op +5	0.286	28.5	st my ge	0.208	20	20	2582	9.3	4.26	0.74	1.68	6.00	0.030	1.65	5.11	1.5	1045		a	
vd Werf e.a. (2007)	T15	C-Star	0.333	27.5	st ge kl	0.180			14	2338	4	4.50	1.00	1.53	7.14	0.019	2.40	6.35	1.6	899		a
vd Werf e.a. (2007)	T24-32	C-Star	0.333	27.5	st ge kl	0.180			14	2338	4	4.50	1.00	1.55	5.33	0.035	1.73	6.44	4.0	3107		b
vd Werf e.a. (2007)	T24-34	C-Star	0.333	27.5	st ge kl	0.180			14	2338	4	4.50	1.00	1.56	5.35	0.035	1.83	6.48	26.0	20120		c
Klein Breteler e.a. (2005)	nov03-4805	Basalton, langeduurproeven	0.286	27.1	st ge kl	0.200			13	2827	8	4.70	1.30	1.38	8.01	0.014	2.43	3.78	51.1	26385		a
Klein Breteler e.a. (2005)	4411+4610	basalt, langeduurproeven	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	8	4.50	1.50	1.29	5.98	0.023	1.88	3.30	9.5	6577		c
Klein Breteler e.a. (2005)	4411-4812	basalt, langeduurproeven	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	8	4.70	1.30	1.27	5.97	0.023	1.89	3.25	23.5	16296		b
Klein Breteler e.a. (2005)	4215-4616	basalt, langeduurproeven	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	8	4.50	1.50	1.43	6.56	0.021	1.96	3.66	14.0	8835		d
Klein Breteler e.a. (2005)	4418	basalt, langeduurproeven	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	8	4.42	1.58	1.59	6.85	0.022	1.94	4.07	3.5	2115		c
Klein Breteler e.a. (2005)	4418+4618	basalt, langeduurproeven	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	8	4.50	1.50	1.54	6.72	0.022	1.93	3.94	7.3	4516		d
Klein Breteler e.a. (2005)	5250	Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	2426	8	5.20	0.80	0.95	5.16	0.023	1.89	4.44	1.3	1019		a
Klein Breteler e.a. (2005)	5251	Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	2426	8	5.20	0.80	1.08	5.76	0.021	1.98	5.05	1.4	985		d
Klein Breteler e.a. (2005)	4250+4251	Hergebruikte Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	2426	8	4.20	1.80	1.01	5.82	0.019	2.07	4.72	2.4	1672		d
Klein Breteler e.a. (2005)	4260-4660	Hydroblocks 20 cm, langeduurproeven	0.286	27.3	st ge kl	0.200			13	2359	8	4.47	1.53	1.11	6.01	0.020	2.09	4.08	14.0	9658		a
Klein Breteler e.a. (2005)	4260-4860	Hydroblocks 20 cm, langeduurproeven	0.286	27.3	st ge kl	0.200			13	2359	8	4.56	1.44	1.11	6.02	0.020	1.99	4.08	19.8	13582		d
Wouters (1998)	4	Pit-polygoonzuilen, 20 cm, 1998	0.286	27.2	st ge kl	0.200			14	2337	8.8	5.00	0.00	1.64	4.90	0.044	1.37	6.13	1.2	1045		b
Wouters (1998)	5	Pit-polygoonzuilen, 20 cm, 1998	0.286	27.2	st ge kl	0.200			14	2337	8.8	5.00	0.00	1.63	6.40	0.026	1.79	6.10	0.8	518		c
Wouters (1998)	6	Pit-polygoonzuilen, 20 cm, 1998	0.286	27.2	st ge kl	0.200			14	2337	8.8	5.00	0.00	1.63	7.80	0.017	2.18	6.10	2.0	1045		d
Wouters (1998)	5	Hydroblocks, 20 cm, 1998	0.286	27.3	st ge kl	0.200			13	2291	8.8	5.00	0.00	1.63	6.40	0.026	1.79	6.31	0.8	518		b
Wouters (1998)	6	Hydroblocks, 20 cm, 1998	0.286	27.3	st ge kl	0.200			13	2291	8.8	5.00	0.00	1.63	7.80	0.017	2.18	6.31	2.0	1045		c
Eysink e.a. (2003)	5	Basalt 2003, D = 20 cm	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	7.5	4.58	1.42	1.40	6.01	0.025	1.81	3.58	1.4	1038		a
Eysink e.a. (2003)	6	Basalt 2003, D = 20 cm	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	7.5	4.78	1.22	1.54	6.51	0.023	1.87	3.94	1.5	1030		c
Eysink e.a. (2003)	8	Basalt 2003, D = 20 cm	0.286	26.1	st ge kl	0.200			13	2955	7.5	4.85	1.15	1.22	7.63	0.013	2.47	3.12	1.8	1118		d
Eysink e.a. (2003)	26	Basalton	0.286	27.1	st ge kl	0.200			13	2827	8	4.74	1.26	1.57	6.70	0.022	1.91	4.30	1.5	1042		a
Klein Breteler e.a. (2006b)	15	Hydroblocks	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	1952	7.5	5.17	0.83	0.84	12.82	0.003	4.99	5.88	3.1	1000		a
Klein Breteler e.a. (2006b)	16	Hydroblocks	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	1952	7.5	5.18	0.82	0.96	11.74	0.004	4.28	6.72	2.8	1000		a
Klein Breteler e.a. (2006b)	25	Hydroblocks	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	1952	7.5	4.80	1.20	0.89	9.21	0.007	3.48	6.23	2.2	1000		a
Klein Breteler e.a. (2006b)	26	Hydroblocks	0.286	27.3	st ge kl	0.150			13	1952	7.5	4.90	1.10	1.05	9.46	0.008	3.29	7.35	0.9	394		d
Burger (1985)	26	Vilvoordse steen (plat) met Dn50	0.286	28.1	pu vi kl	0.160			20	2527	10	2.87	0.63	0.67	3.07	0.045	1.34	2.72	15.0	20228		a
Burger (1985)	1	Vilvoordse steen (rond) met Dn50	0.286	28.1	pu vi kl	0.160			20	2527	10	2.87	0.63	0.74	3.41	0.041	1.41	3.04	0.8	1012		d
Burger (1985)	3	Vilvoordse steen (rond) met Dn50	0.286	28.1	pu vi kl	0.160			20	2527	10	2.87	0.63	0.75	5.12	0.018	2.12	3.05	1.0	809		d
Burger (1985)	blz57	Vilvoordse steen (plat) met Dn50	0.286	28.1	pu vi kl	0.160			20	2527	10	5.00	-1.75	1.75	5.78	0.034	1.56	7.16	15.0	10744		d
Burger (1985)	21	basalt, Provo '85	0.286	26	pu vi kl	0.300			13.5	2996	8	5.00	1.50	1.55	5.12	0.038	1.47	2.59	0.5	404		a
Burger (1985)	22	basalt, Provo '85	0.286	26	pu vi kl	0.300			13.5	2996	8	5.00	1.50	1.75	5.78	0.034	1.56	2.92	8.5	6088		d
Burger (1985)	23	basalt, Provo '85	0.286	26	pu vi kl	0.300			13.5	2996	8	5.00	1.50	1.85	6.14	0.031	1.61	3.09	0.5	337		a
Burger (1985)	24	basalt, Provo '85	0.286	26	pu vi kl	0.300			13.5	2996	8	5.00	1.50	1.55	5.12	0.038	1.47	2.59	29.3	23651		d
vd Weide e.a. (1983)	4	Basalton M1900 (niet ingewassen)	0.333	27.1	st st	0.180			13	2400	geen	5.00	3.75	1.19	3.84	0.052	1.47	4.72	1.0	1078		d

Tabel A.8, Deltagootproeven met zuilen en natuursteen, hydraulische randvoorwaarden en schade



Havendammen, proeven met onregelmatige golven			niveau ondergrens [m NAP]	niveau bovengrens [m NAP]	helling tan $\alpha$	kruinbreedte [m]	type		TOPLAAG							FILTERLAAG		
project	proefnr.	omschrijving					toplaag	onderlagen	D [m]	B [m]	L [m]	spleetbreedte		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]
			stootvoeg [mm]	langsvoeg [mm]														
Klein Breteler e.a. (2003)	102	Havendam Harlingen basalton	0.00	3.23	0.333		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
			3.23	3.51	0.227		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
			3.51	3.59	0.091		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
			3.59	4.20	0.500		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
Klein Breteler e.a. (2003)	103	Havendam Harlingen basalton	0.00	3.23	0.333		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
			3.23	3.51	0.227		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
			3.51	3.59	0.091		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
			3.59	4.20	0.500		27.1	st ge kl	0.150					14	2360	10	0.36	7
Klein Breteler (2002)	1	Havendam Urk	0.00	3.42	0.357		26	st ge kl	0.200					14	3000	10	0.20	25
			3.42	3.95	0.284		27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
			3.95	3.95	0.000	0.53	27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
			3.35	3.95	-0.459		27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
Klein Breteler (2002)	2	Havendam Urk	0.00	3.42	0.357		26	st ge kl	0.200					14	3000	10	0.20	25
			3.42	3.95	0.284		27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
			3.95	3.95	0.000	0.53	27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
			3.35	3.95	-0.459		27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
Klein Breteler (2002)	5	Havendam Urk	0.00	3.42	0.357		26.1	st ge kl	0.200					14	3000	10	0.20	25
			3.42	3.95	0.284		27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
			3.95	3.95	0.000	0.53	27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
			3.35	3.95	-0.459		27.1	st ge kl	0.150					14	2657	10	0.05	12
Klein Breteler (2002)	14	Havendam Ketelhaven	0.00	3.99	0.333		26.1	st ge kl	0.200					14	3000	10	0.20	22
			3.99	3.99	0.000	0.88	28.5	st ge kl	0.100	0.20	0.30	10	10		2582	5	0.10	22
			2.00	3.99	-0.500		28.5	st ge kl	0.100	0.20	0.30	10	10		2582	5	0.10	22
Klein Breteler (2002)	15	Havendam Ketelhaven	0.00	3.99	0.333		26.1	st ge kl	0.200					14	3000	10	0.20	22
			3.99	3.99	0.000	0.88	28.5	st ge kl	0.100	0.20	0.30	10	10		2582	5	0.10	22
			2.00	3.99	-0.500		28.5	st ge kl	0.100	0.20	0.30	10	10		2582	5	0.10	22
Klein Breteler (2002)	16	Havendam Ketelhaven	0.00	3.99	0.333		26.1	st ge kl	0.200					14	3000	10	0.20	22
			3.99	3.99	0.000	0.88	28.5	st ge kl	0.100	0.20	0.30	10	10		2582	5	0.10	22
			2.00	3.99	-0.500		28.5	st ge kl	0.100	0.20	0.30	10	10		2582	5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	1	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			4.20	4.54	-0.333		27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			3.10	4.20	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	2	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			4.20	4.54	-0.333		27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			3.10	4.20	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	3	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			4.20	4.54	-0.333		27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			3.10	4.20	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	4	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			4.20	4.54	-0.333		27.1	st ge kl	0.150					14	2300	7.5	0.10	22
			3.10	4.20	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	12	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
			3.10	4.54	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	13	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
			3.10	4.54	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
Kuiper e.a (2006)	21	Havendam 2006	2.20	4.54	0.333		27.1	st ge kl	0.200					14	2827	7.5	0.10	22
			4.54	4.54	0.000	1.00	27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22
			3.10	4.54	-0.333		27.3	st ge kl	0.150					14	1952	7.5	0.10	22

Tabel A.9, Deltagootproeven met havendammen, constructie eigenschappen

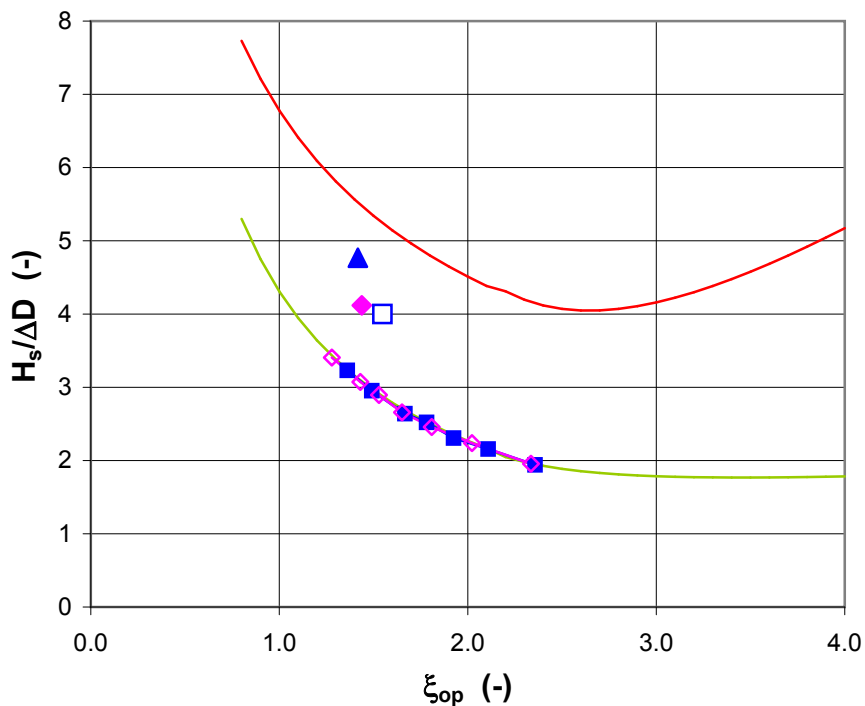
Havendammen, proeven met onregelmatige golven			helling tan $\alpha$	type		TOPLAAG						FILTERLAAG		HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN									
project	proefnr.	omschrijving		toplaag	onderlagen	D [m]	spleetbreedte		open oppervlak [%]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	inwas D15 [mm]	b [m]	D15 [mm]	waterstand [m]	Zb [m]	Hs [m]	Tp [s]	s <sub>op</sub> [-]	$\xi_{op}$ [-]	H <sub>r</sub> /AD [-]	Duur [h]	N [-]	Schade
							stootvoeg [mm]	langsvoeg [mm]															
Klein Breteler e.a. (2003)	102	Havendam Harlingen basalt	0.333	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7	3.73	-0.22	1.05	3.79	0.047	1.54	5.12	1.2	1257	a a
			0.227	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7										
			0.091	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7										
			0.500	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7										
Klein Breteler e.a. (2003)	103	Havendam Harlingen basalt	0.333	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7	3.73	-0.22	1.26	4.25	0.045	1.57	6.17	1.3	1309	a d
			0.227	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7										
			0.091	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7										
			0.500	27.1	st ge kl	0.150			14	2360	10	0.36	7										
Klein Breteler (2002)	1	Havendam Urk	0.357	26	st ge kl	0.200			14	3000	10	0.20	25	3.60	-0.18	0.76	4.27	0.027	2.19	1.90	1.0	1000	b a a a
			0.284	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
			-0.459	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
Klein Breteler (2002)	2	Havendam Urk	0.357	26	st ge kl	0.200			14	3000	10	0.20	25	3.60	-0.18	0.90	4.54	0.028	2.13	2.26	1.1	1000	d a a a
			0.284	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
			-0.459	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
Klein Breteler (2002)	5	Havendam Urk	0.357	26.1	st ge kl	0.200			14	3000	10	0.20	25	3.60	-0.18	1.09	5.29	0.025	2.27	2.71	1.3	1000	a a a a
			0.284	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
			-0.459	27.1	st ge kl	0.150			14	2657	10	0.05	12										
Klein Breteler (2002)	14	Havendam Ketelhaven	0.333	26.1	st ge kl	0.200			14	3000	10	0.20	22	4.23	-0.24	0.70	4.17	0.026	2.08	4.39	1.0	1000	a a a
			0.000	28.5	st ge kl	0.100	10	10	2582	5	0.10	22											
			-0.500	28.5	st ge kl	0.100	10	10	2582	5	0.10	22											
Klein Breteler (2002)	15	Havendam Ketelhaven	0.333	26.1	st ge kl	0.200			14	3000	10	0.20	22	4.23	-0.24	0.80	4.60	0.024	2.14	5.06	1.1	1000	a c a
			0.000	28.5	st ge kl	0.100	10	10	2582	5	0.10	22											
			-0.500	28.5	st ge kl	0.100	10	10	2582	5	0.10	22											
Klein Breteler (2002)	16	Havendam Ketelhaven	0.333	26.1	st ge kl	0.200			14	3000	10	0.20	22	4.23	-0.24	1.01	4.82	0.028	2.00	6.35	0.3	290	a d a
			0.000	28.5	st ge kl	0.100	10	10	2582	5	0.10	22											
			-0.500	28.5	st ge kl	0.100	10	10	2582	5	0.10	22											
Kuiper e.a (2006)	1	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.55	-0.01	0.99	4.67	0.029	1.95	2.71	1.1	1012	a a a a
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
Kuiper e.a (2006)	2	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.53	0.01	1.18	5.05	0.030	1.93	3.24	0.5	420	d a a a
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
Kuiper e.a (2006)	3	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.55	-0.01	1.38	5.47	0.030	1.94	3.78	1.3	1036	c a a a
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
Kuiper e.a (2006)	4	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.56	-0.02	1.67	5.97	0.030	1.92	4.57	0.2	113	c d a a
			0.000	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.1	st ge kl	0.150			14	2300	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
Kuiper e.a (2006)	12	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.06	0.48	1.25	5.24	0.029	1.95	3.42	1.2	994	b a a
			0.000	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
Kuiper e.a (2006)	13	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.00	0.54	1.36	5.55	0.028	1.98	3.72	1.3	1026	b a a
			0.000	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
Kuiper e.a (2006)	21	Havendam 2006	0.333	27.1	st ge kl	0.200			14	2827	7.5	0.10	22	4.99	-0.45	1.15	4.99	0.030	1.94	3.15	0.0	35	a d a
			0.000	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										
			-0.333	27.3	st ge kl	0.150			14	1952	7.5	0.10	22										

Tabel A.10, Deltagootproeven met havendammen, hydraulische randvoorwaarden en schade

## **B Figuren**

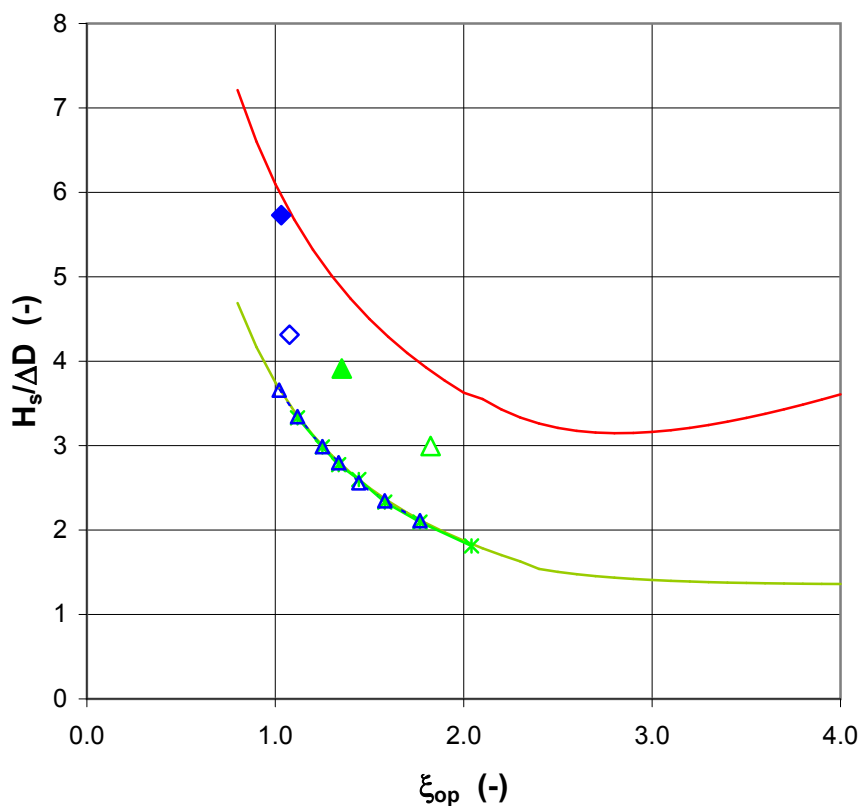


**black box type 1**



- Steentoets4 ondergrens
- Steentoets4 bovengrens
- Steentoets2008: Basalton op zand
- Basalton op zand, DGB10, schade=a
- ▲ Basalton op zand, DGB12, schade=d
- ◆ basalton op zandasfalt, 2o01, schade=d
- ◆ Steentoets2008: basalton op zandasfalt, berm op +5m

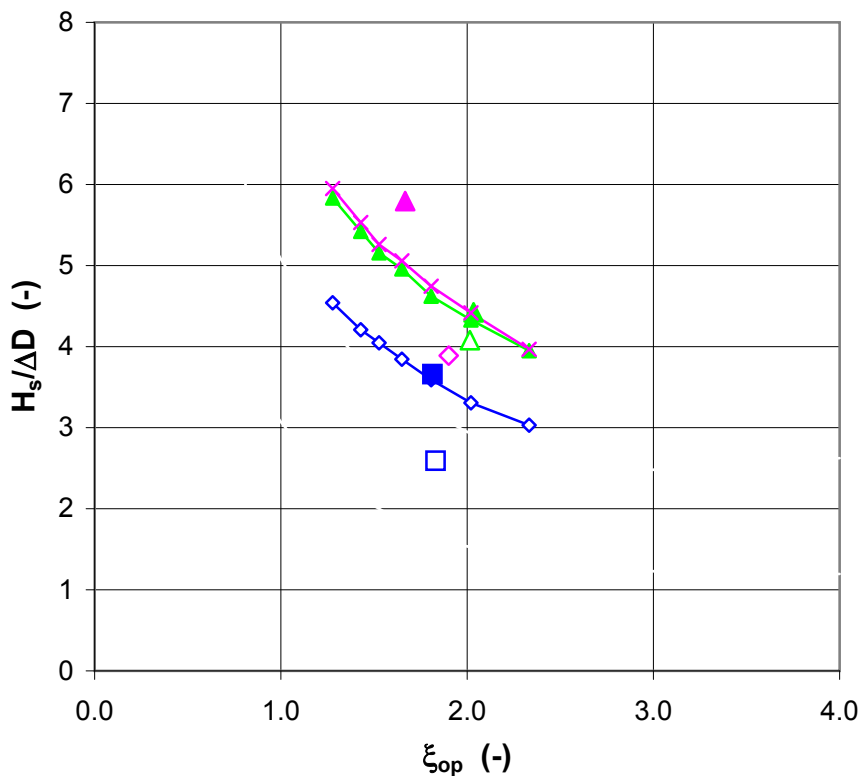
**black box type 2**



- Steentoets4 ondergrens
- Steentoets4 bovengrens
- \* Steentoets2008: blokken met ruwheid op klei
- △ blokken met ruwheid op klei, A02, schade=a
- ▲ blokken met ruwheid op klei, A03, schade=d
- - △ Steentoets2008: blokken op klei
- ◇ blokken op klei, c.1.3.23, schade=a
- ◆ blokken op klei, c.2.5-49, schade=d

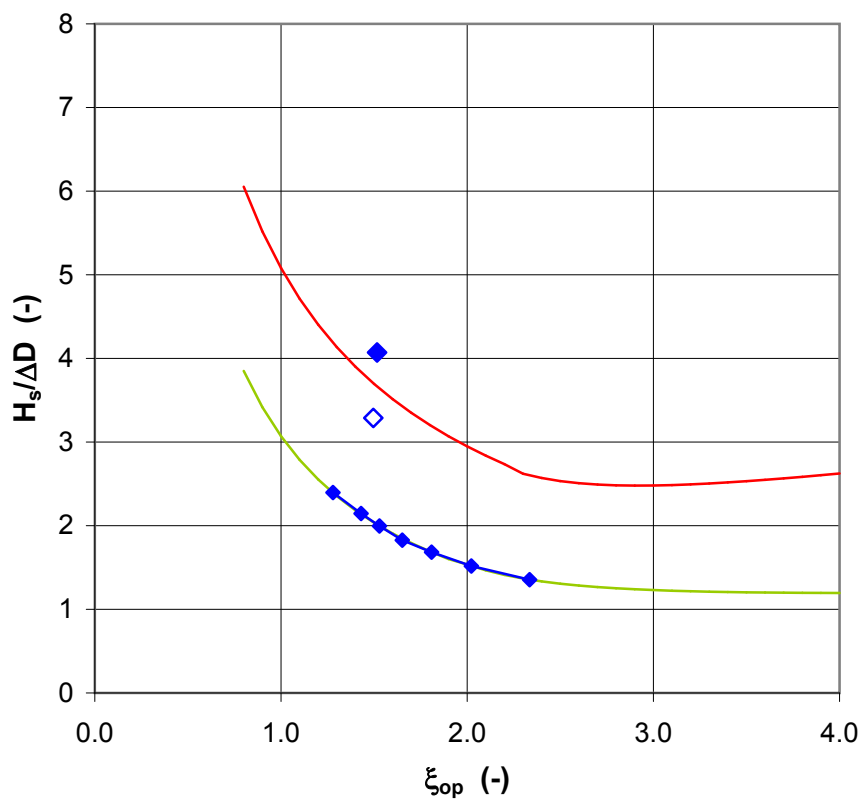
Black Box type 1 en 2  
Steenzettingen op zand, klei en zandasfalt

**goed ingegoten basalt**



- ◇— Steentoets2008, gt-grens, half ingegoten
- Ingegoten basalt (half), P01-02, schade=a
- Ingegoten basalt (half), P03-05, schade=d
- ▲— Steentoets2008, volledig ingegoten, N=3000, h=3,1m
- △ Ingegoten basalt (volledig), LW 17-19, schade=b
- ▲ Ingegoten basalt (volledig), LW 17-21, schade=d
- ×— Steentoets2008, volledig ingegoten, N=2600, h=4,4m
- ◇ Ingegoten basalt (volledig), HW 12+13+14, schade=b
- ▲ Ingegoten basalt (volledig), HW 22-23A, schade=d

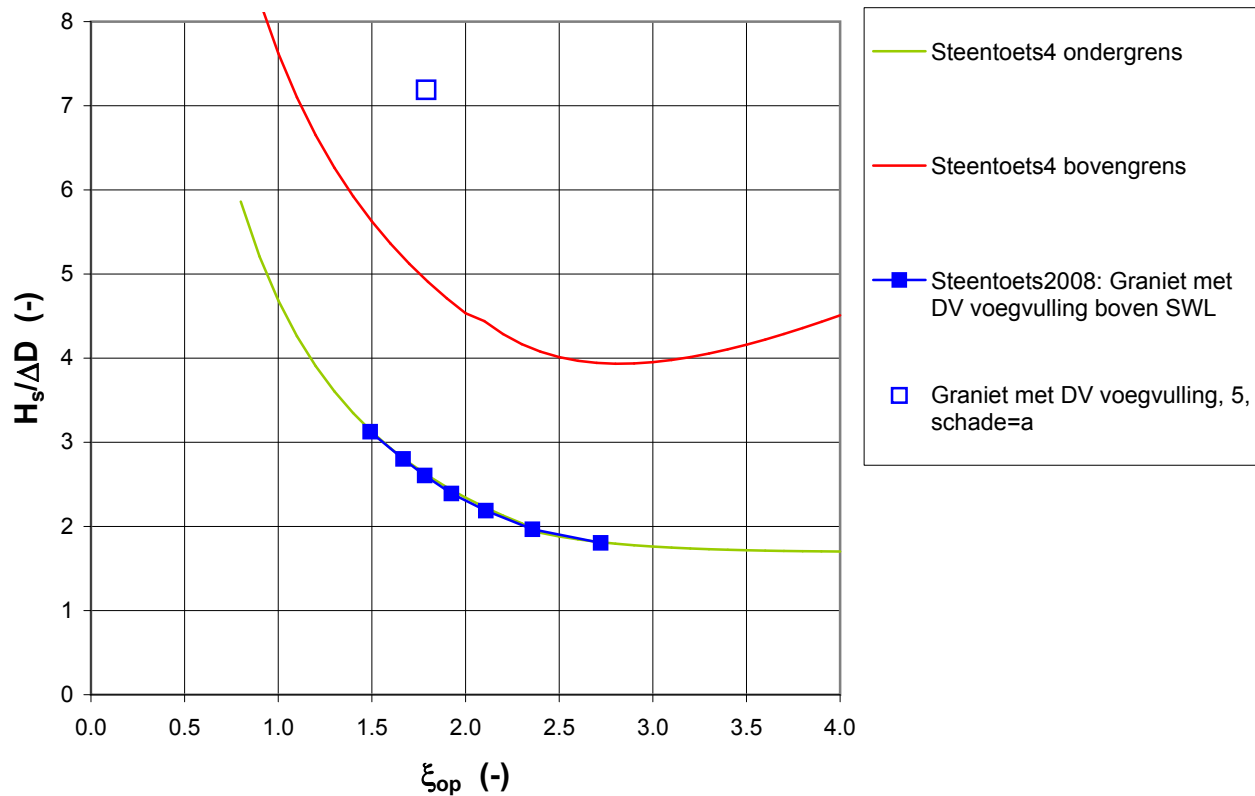
**Overgoten basalt (black box type 3c)**



- Steentoets4 ondergrens
- Steentoets4 bovengrens
- ◇— Steentoets2008, gt-grens
- ◇ overgoten basalt, 3o10, schade=a
- ◆ overgoten basalt, 3o11, schade=d

Black Box  
Ingegoten en overgoten steenzettingen

### Graniet met DV-voegvulling boven SWL (black box type 2)



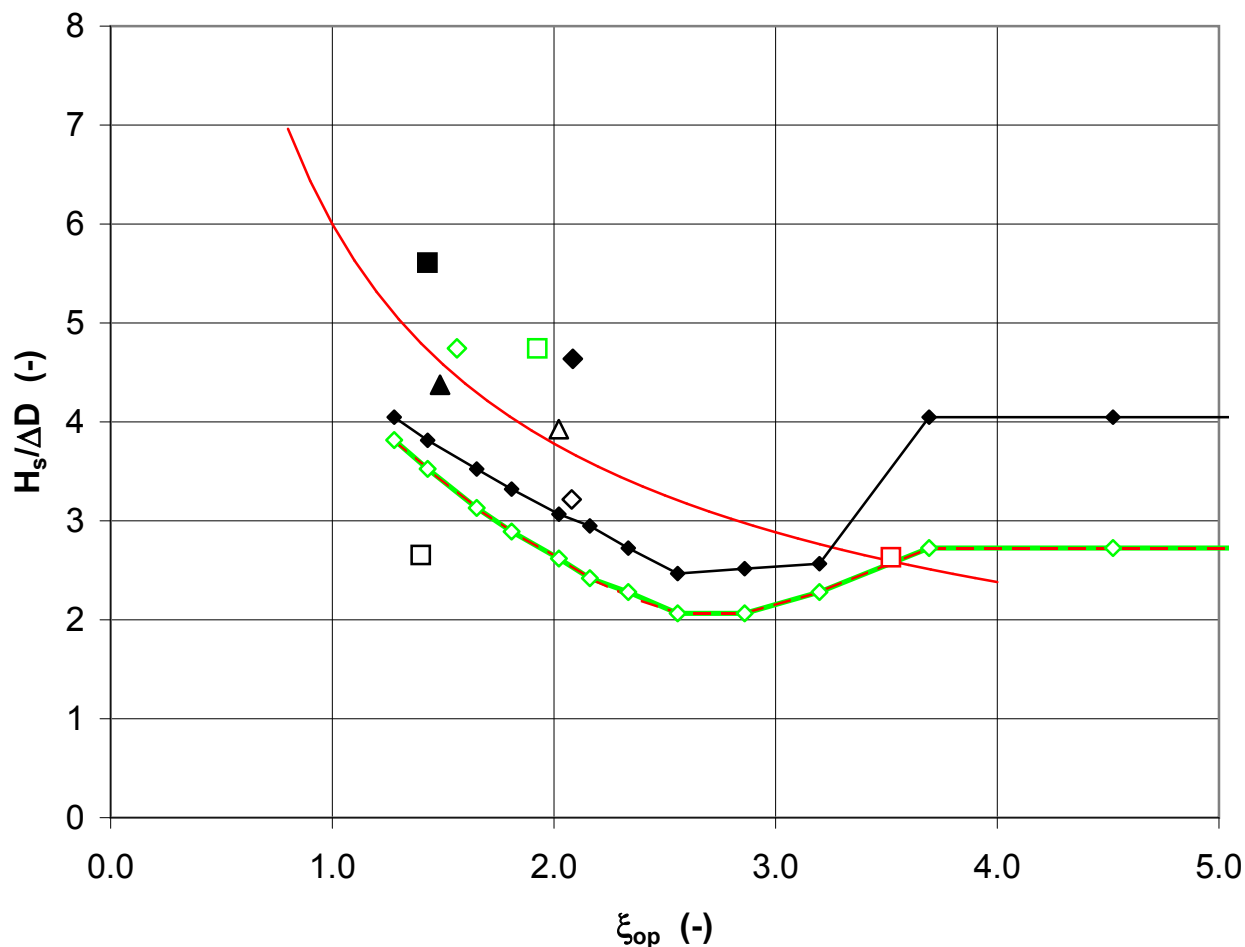
Black Box  
Steenzetting boven SWL

Deltares

H4846

FIG. B.3

plat gezette blokken 1997

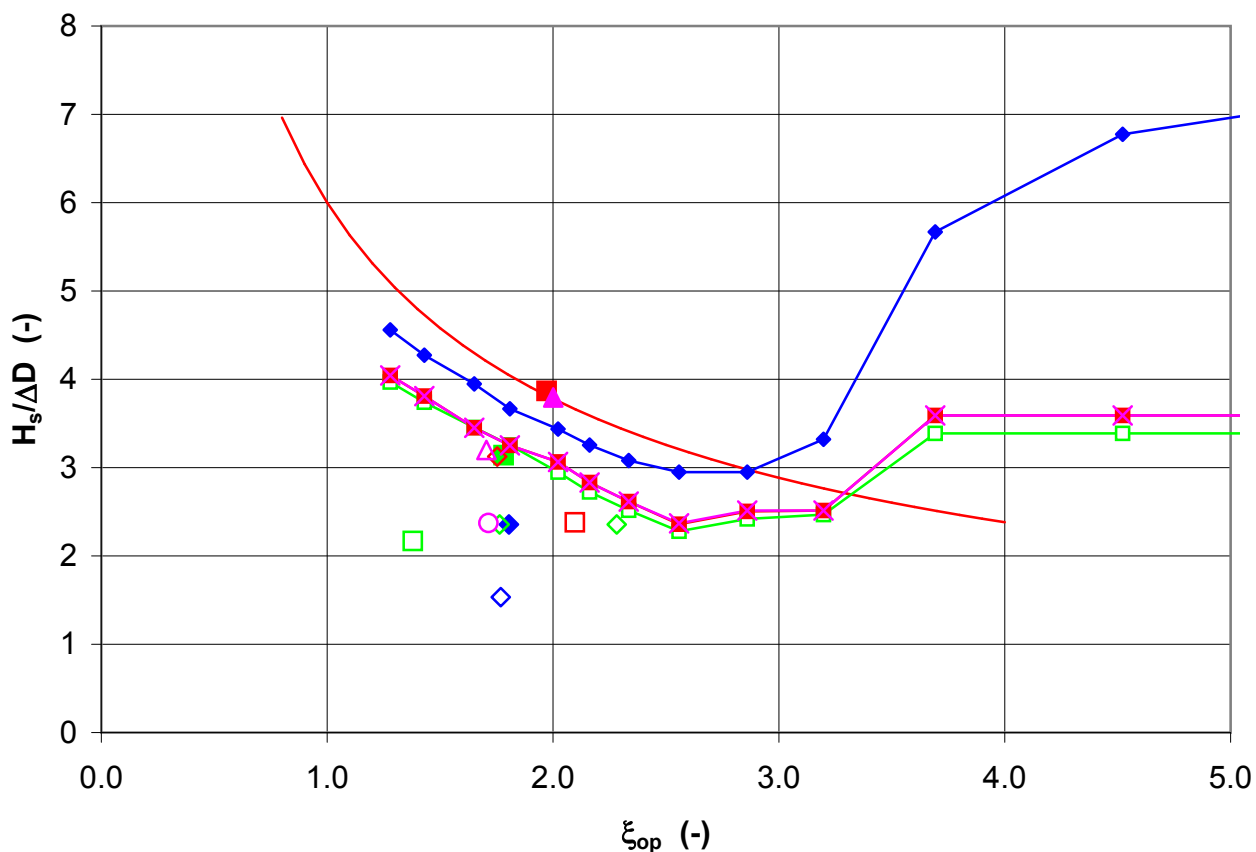


- 6-ksi-regel
- ◆ Deltagoot 1997, wel/niet dichtgeslibte betonblokken, dicht filter, berm op +5
- ◇ Deltagoot 1997, 4bo06, schade=a
- Deltagoot 1997, 4co01, schade=a
- △ Deltagoot 1997, 4co07, schade=a
- ▲ Deltagoot 1997, 4co08, schade=c
- ◆ Deltagoot 1997, 4co09, schade=c
- Deltagoot 1997, 4co13, schade=d
- ◇ Deltagoot 1997 serie 5, blokken op mijnsteen, berm op +5
- ◇ Deltagoot 1997, 5o05, schade=a
- Deltagoot 1997, 5o06, schade=b
- - - Deltagoot 1997serie 6, blokken op mijnsteen, berm op +5, lage waterstand
- Deltagoot 1997, 6o21, schade=a

Plat gezette blokken op filter (1997)  
blokken van 50x50 cm<sup>2</sup>



plat gezette blokken 1998, serie 20



- 6-ksi-regel
- ◆ Deltagoot 1998serie20, grote blokken met brede stootvoegen zonder inwas
- ◇ Deltagoot 1998, 20ao3, schade=a
- ◆ Deltagoot 1998, 20ao4, schade=c
- Deltagoot 1998serie20, grote blokken met brede stootvoegen met inwas
- Deltagoot 1998, 20ao5, schade=a
- ◇ Deltagoot 1998, 20a06, schade=b
- ◇ Deltagoot 1998, 20a07, schade=b
- Deltagoot 1998, 20a08, schade=c
- Deltagoot 1998serie20, kleine blokken met brede stootvoegen met inwas
- Deltagoot 1998, 20b03, schade=a
- ◇ Deltagoot 1998, 20b04, schade=b
- Deltagoot 1998, 20b05, schade=c
- × Deltagoot 1998serie20, kleine blokken met brede langsvvoegen met inwas
- Deltagoot 1998, 20b07, schade=a
- △ Deltagoot 1998, 20b09, schade=b
- ▲ Deltagoot 1998, 20b10, schade=d

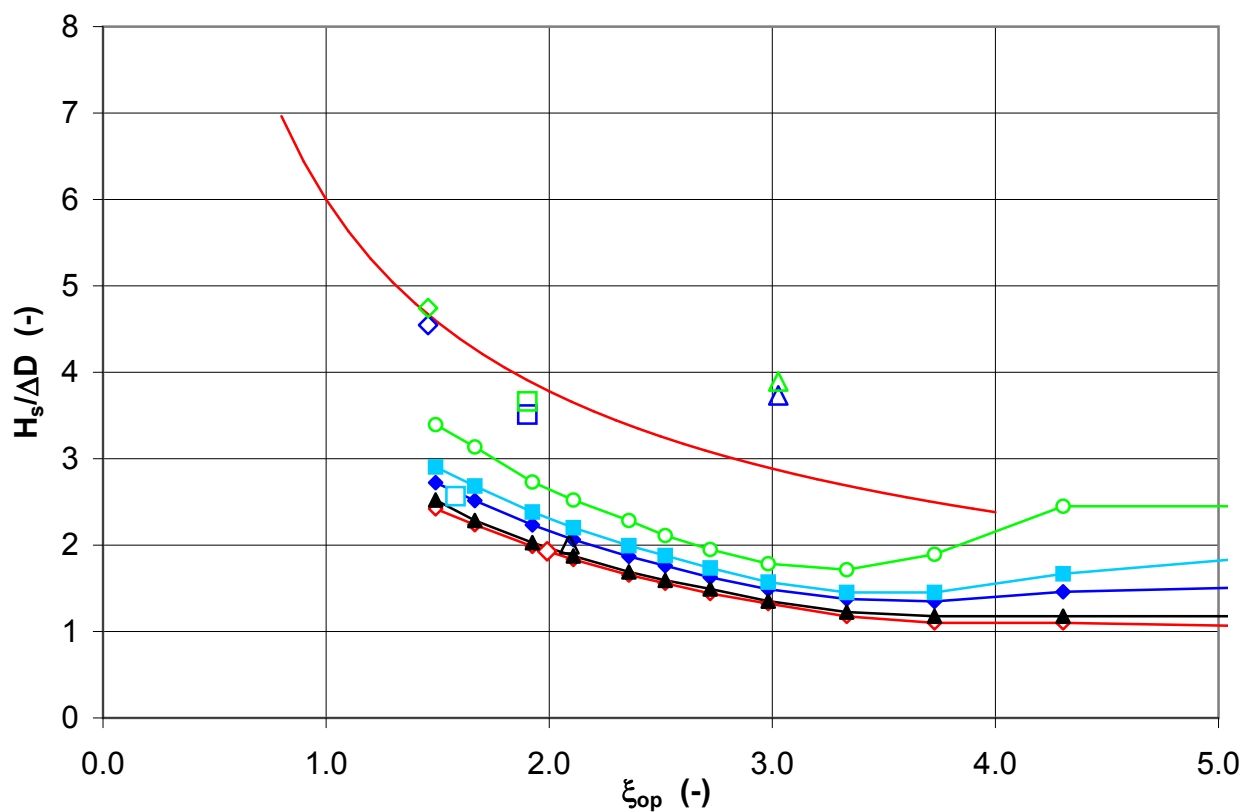
Plat gezette blokken op filter (1998)  
 blokken van 50x50 en 25x25 cm<sup>2</sup>

Deltares

H4846

FIG. B.5

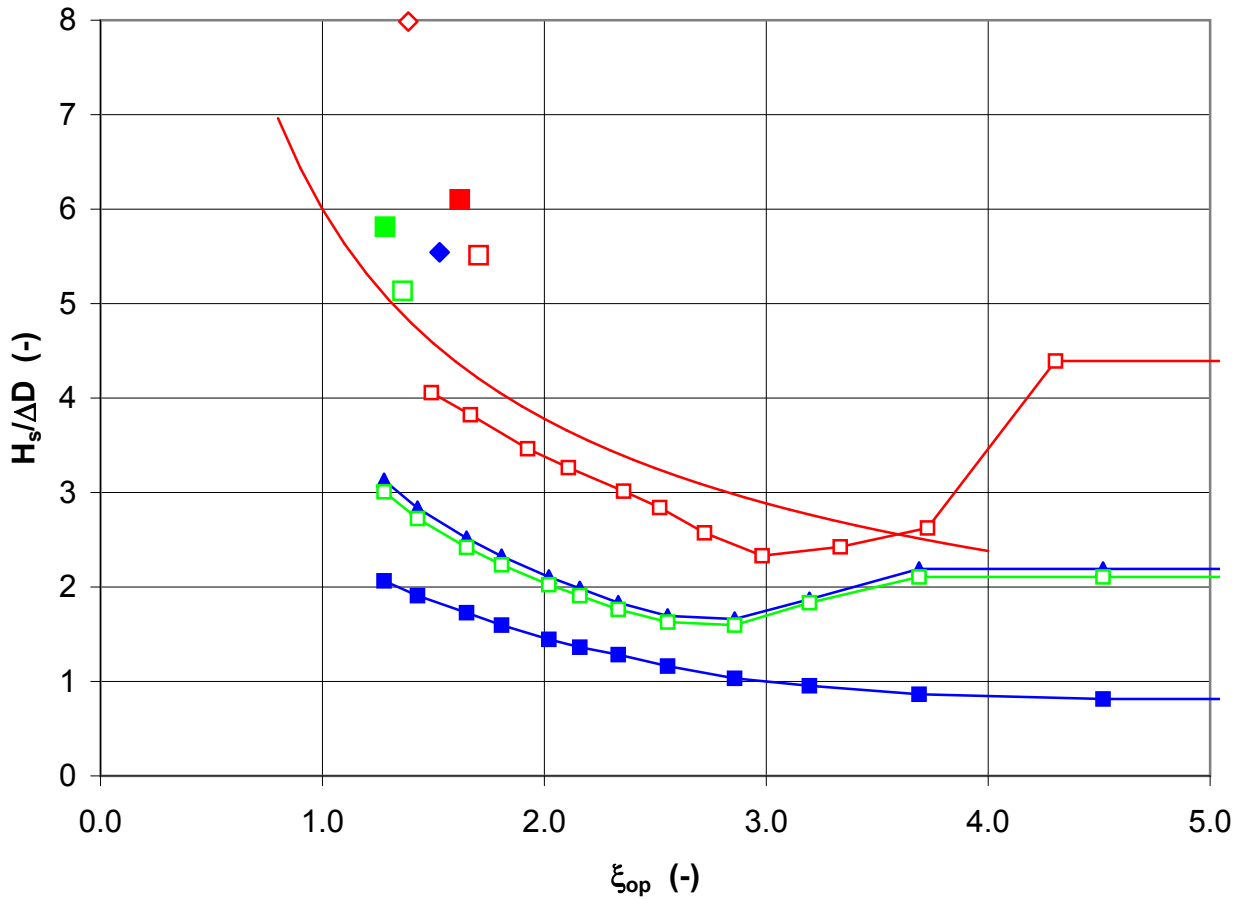
plat gezette blokken



- 6-ksi-regel
- ◆— Eindverificatie 1991, Blokken met gaten op filter - 1oost
- Blokken op filter - 1oost, 128, schade=a
- ◇ Blokken op filter - 1oost, 154, schade=a
- △ Blokken op filter - 1oost, 155, schade=a
- Eindverificatie 1991, Dichte blokken op filter - 1west
- Blokken op filter - 1west, 128, schade=a
- ◇ Blokken op filter - 1west, 154, schade=a
- △ Blokken op filter - 1west, 155, schade=a
- ◇— Eindverificatie 1991, Dichte blokken op filter - 2oost
- ◇ Blokken op filter - 2oost, 248, schade=a
- ▲— Eindverificatie 1991, Dichte blokken op filter - 2west
- △ Blokken op filter - 2west, 248, schade=a
- Eindverificatie 1991, Dichte blokken op filter - 6west
- Blokken op filter - 6west, 627, schade=a

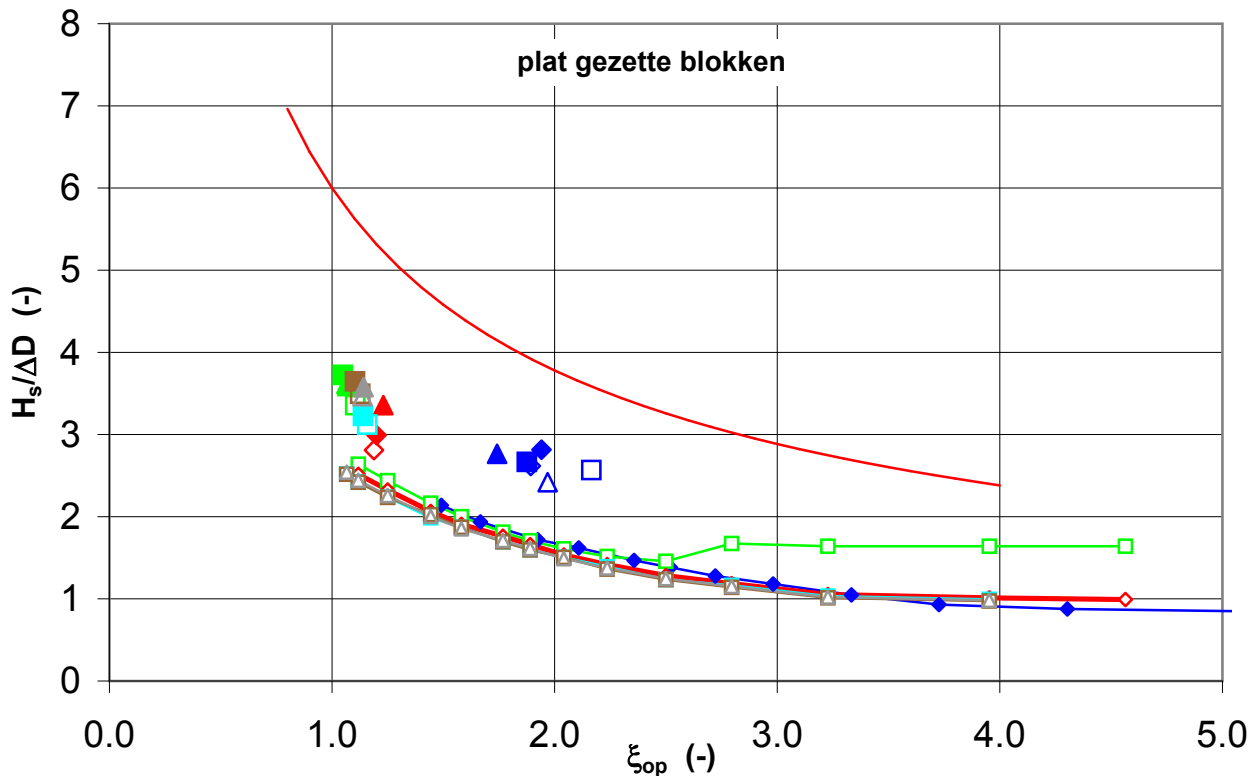
Plat gezette blokken op filter  
blokken van 25x30 en 50x50 cm<sup>2</sup>

plat gezette blokken



- 6-ksi-regel
- Provo1985, ingewassen Haringmanblokken, N=13000
- ◆ Haringmanblokken, 6, schade=d
- ▲ Provo1985, Haringmanblokken zonder inwas, N=13000
- Provo1985, Haringmanblokken zonder inwas, N=27000
- Haringmanblokken, 10, schade=a
- Haringmanblokken, 15, schade=c
- Deltagoot 1983, Armorflex zonder kabels
- Armorflex zonder kabels, 45, schade=a
- Armorflex zonder kabels, 46, schade=d
- ◇ Armorflex zonder kabels, 58, schade=a

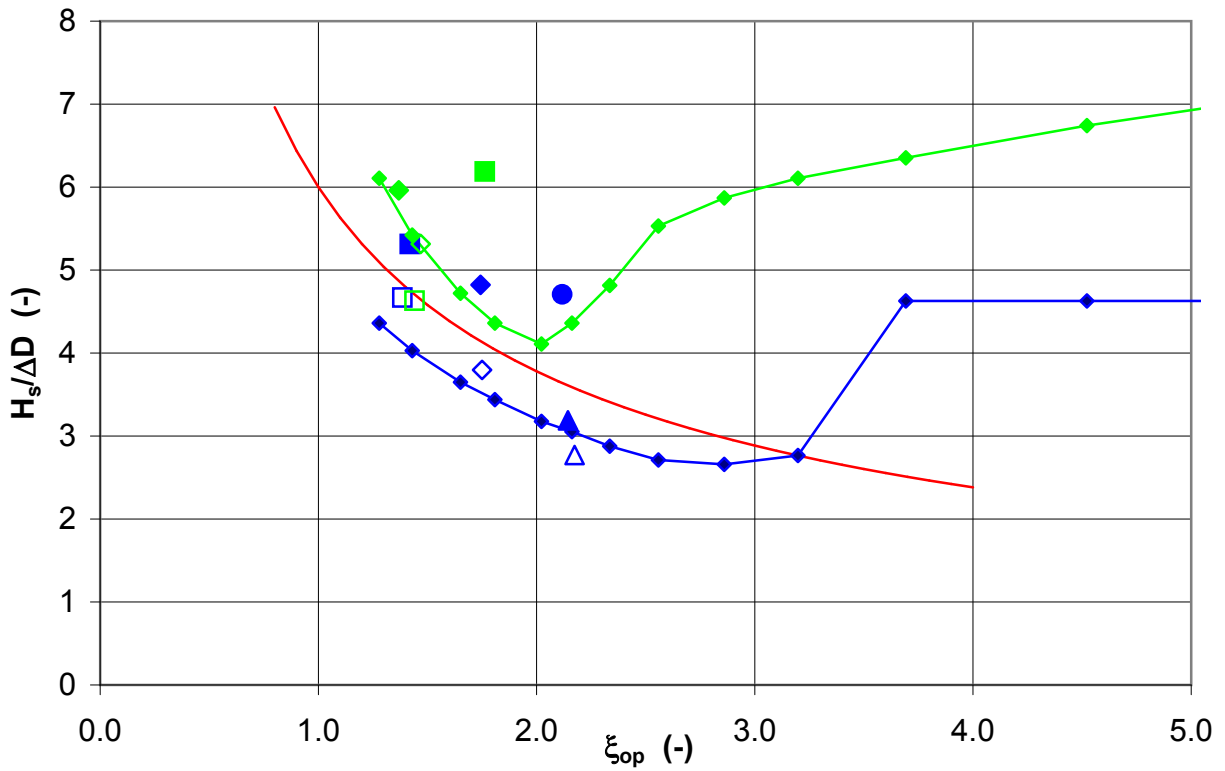
Plat gezette blokken op filter  
Haringmanblokken van 50x50 cm<sup>2</sup> en Armorflex



- 6-ksi-regel
- ◆ Deltagoot 1983 (M1795 deel 9), blokken op filter
- blokken op filter, 30, schade=a
- blokken op filter, 31, schade=d
- △ blokken op filter, 34, schade=a
- ▲ blokken op filter, 35, schade=d
- ◇ blokken op filter, 38, schade=a
- ◆ blokken op filter, 37, schade=d
- Oesterdam 1982, blokken op filter, D = 15 cm
- blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.1.1-6, schade=b
- blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.1.1-7, schade=d
- △ blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.1.2-17, schade=b
- ▲ blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.1.2-18, schade=d
- ◇— Oesterdam 1982, blokken op filter, D = 10 cm
- ◇ blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.2.4-46, schade=b
- ◆ blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.2.4-47, schade=d
- ▲ blokken op filter (pennen => geen normaalkracht), c.2.3-51, schade=d
- Oesterdam 1982, blokken met vellingkanten op filter, D = 10 cm
- blokken met vellingkanten op filter (pennen => geen normaalkracht), c.3.1-57, schade=a
- blokken met vellingkanten op filter (pennen => geen normaalkracht), c.3.1-58, schade=d
- Oesterdam 1982, blokken met gaten op filter, D = 10 cm
- blokken met gaten op filter (pennen => geen normaalkracht), c.3.2-60, schade=b
- blokken met gaten op filter (pennen => geen normaalkracht), c.3.2-61, schade=d
- △— Oesterdam 1982, halfsteensverband op filter, D = 10 cm
- △ blokken op filter, halfsteens zonder pennen, c.4-64, schade=b
- ▲ blokken op filter, halfsteens zonder pennen, c.4-65, schade=d

Plat gezette blokken op filter  
Oesterdam en Gidsonderzoek

blokken op hun kant 1998, 12a en 12c



- 6-ksi-regel
- ◆ Deltagoot 1998serie 12a, blokken op zn kant koud tegen elkaar
- Deltagoot 1998, 12ao4, schade=a
- Deltagoot 1998, 12ao5, schade=d
- ◇ Deltagoot 1998, 12ao8, schade=a
- ◆ Deltagoot 1998, 12ao9, schade=d
- △ Deltagoot 1998, 12ao10, schade=b
- ▲ Deltagoot 1998, 12ao11, schade=c
- Deltagoot 1998, 12ao13, schade=d
- ◆ Deltagoot 1998serie 12c, blokken op zn kant, brede langsvog met ronde stalen afstandshouders
- Deltagoot 1998, 12co3, schade=a
- ◇ Deltagoot 1998, 12co4, schade=b
- ◆ Deltagoot 1998, 12co5, schade=c
- Deltagoot 1998, 12co7, schade=d

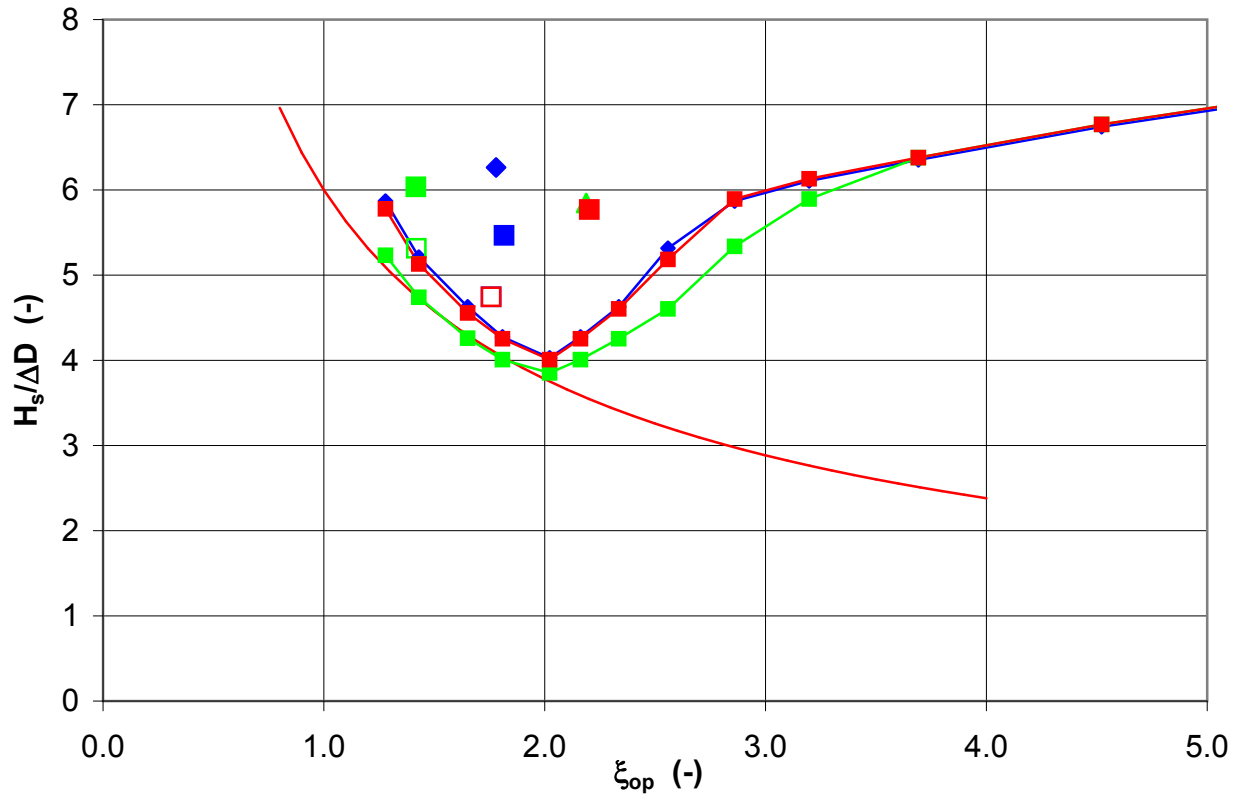
Blokken op hun kant  
Deltagoot 1998, serie 12a en 12c

Deltares

H4846

FIG. B.9

blokken op hun kant 1998, 12cc, 12d en 12cd



- 6-ksi-regel
- ◆ Deltagoot 1998serie 12cc, brede langsvoeg met plastic afstandhouders
- Deltagoot 1998, 12cco5, schade=a
- Deltagoot 1998, 12cco6, schade=c
- ◆ Deltagoot 1998, 12cco7, schade=d
- Deltagoot 1998serie 12d, brede stootvoeg
- Deltagoot 1998, 12do6, schade=a
- Deltagoot 1998, 12do7, schade=c
- ▲ Deltagoot 1998, 12do10, schade=c
- Deltagoot 1998serie 12cd, brede langsvoegen, plastic afstandh. met voetje
- Deltagoot 1998, 12cdo5, schade=b
- Deltagoot 1998, 12cdo8, schade=d

Blokken op hun kant  
Deltagoot 1998, serie 12cc, 12d en 12cd

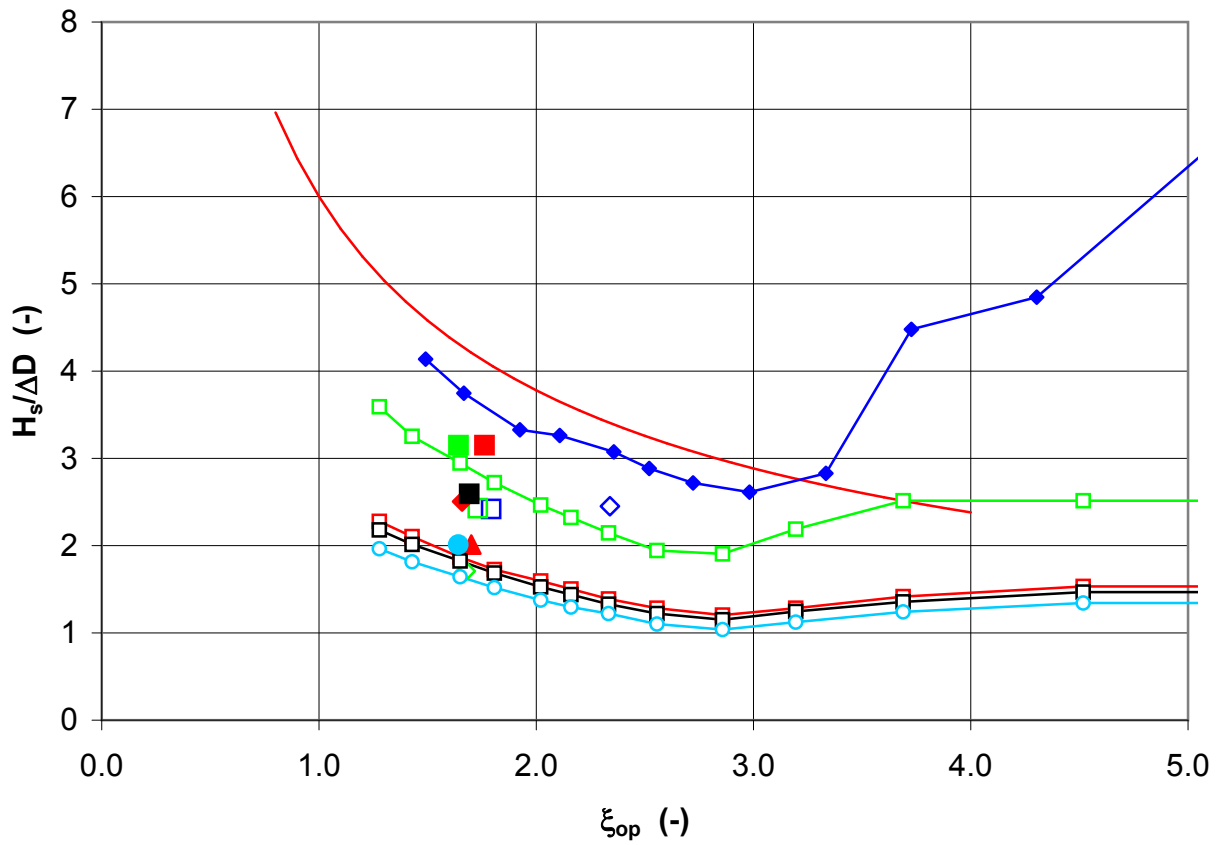
Deltares

H4846

FIG. B.10



**blokken op hun kant, lange duur**



- 6-ksi-regel
- ◆ Deltagoot 2007, grote blokken op hun kant, N = 20000
- Deltagoot 2007, T13-17, schade=a
- ◇ Deltagoot 2007, T22-26, schade=a
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, N=1000
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4120, schade=c
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4931, schade=a
- ◇ Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4040, schade=a
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, N=3700
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4120-4122, schade=d
- ◆ Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4931-4932, schade=c
- ▲ Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4140+4141, schade=c
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, N=6800
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4931-4934, schade=d
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, N=48000
- Blokjes op hun kant, langeduurproeven, 4140+4541, schade=c

Blokken op hun kant  
Langeduurproeven

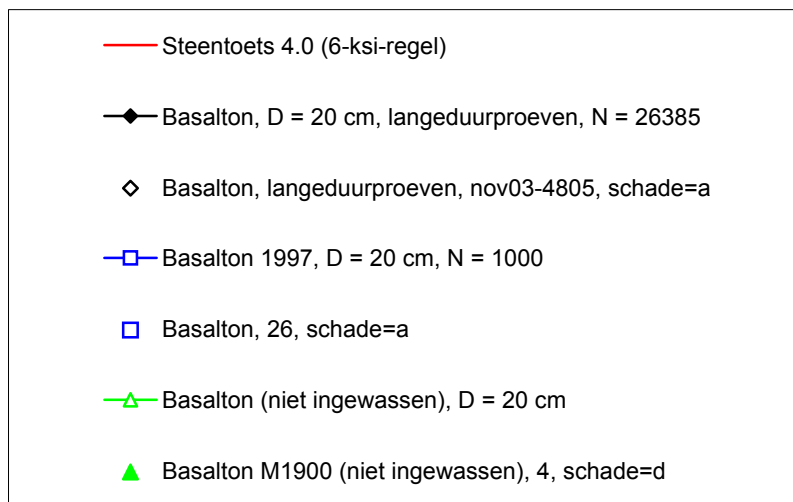
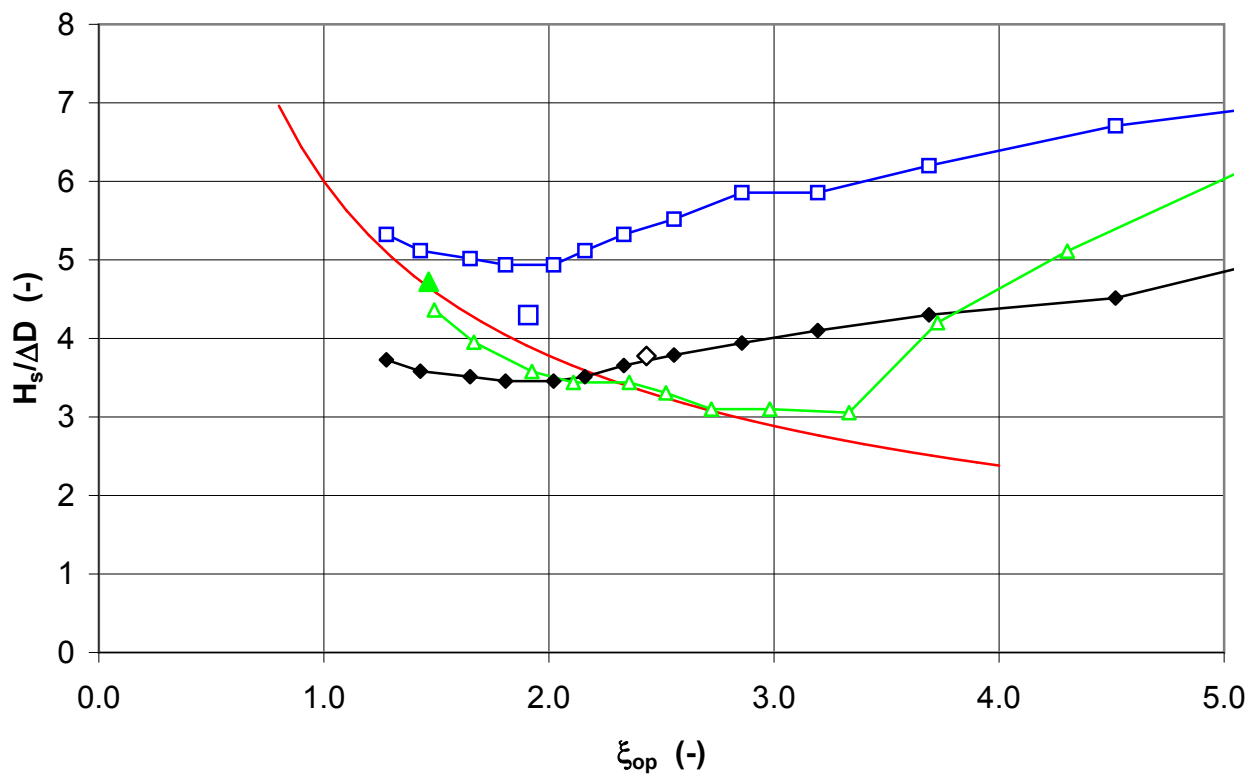
**Deltares**

H4846

FIG. B.12

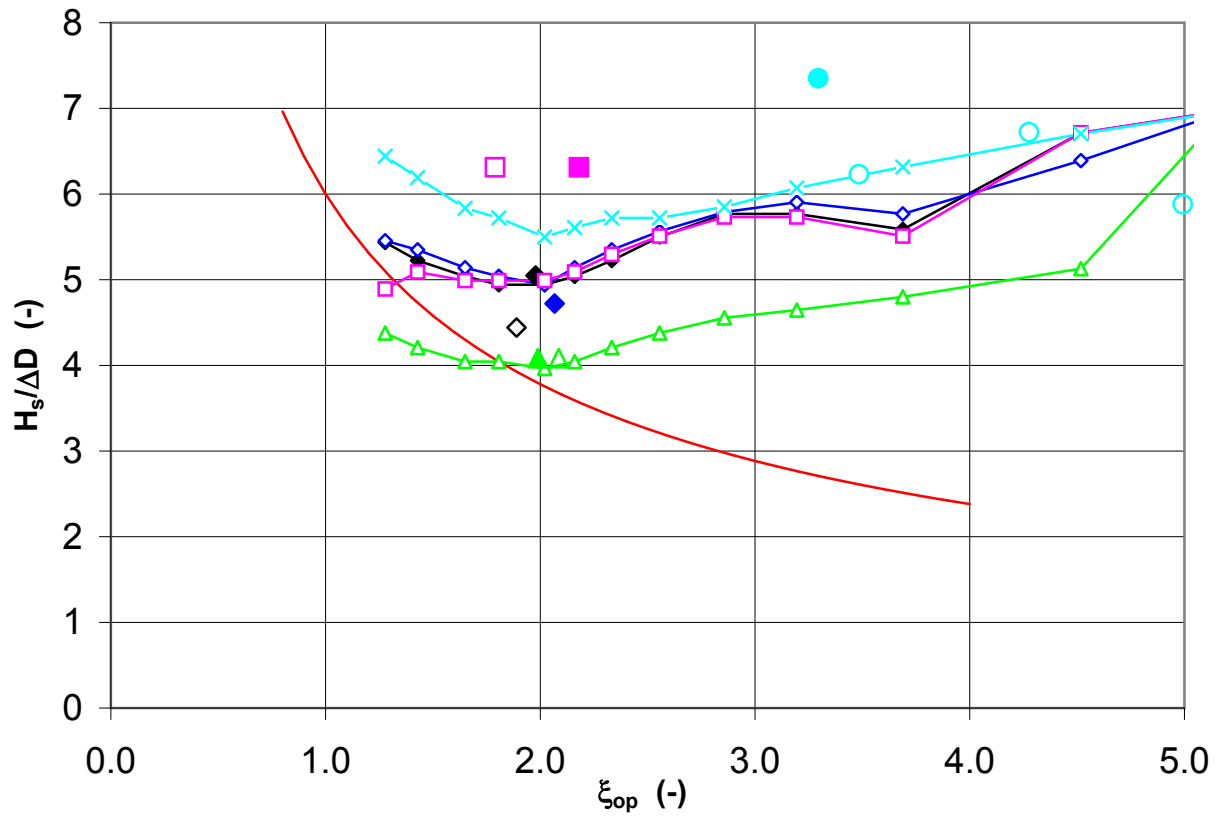


### Basalton



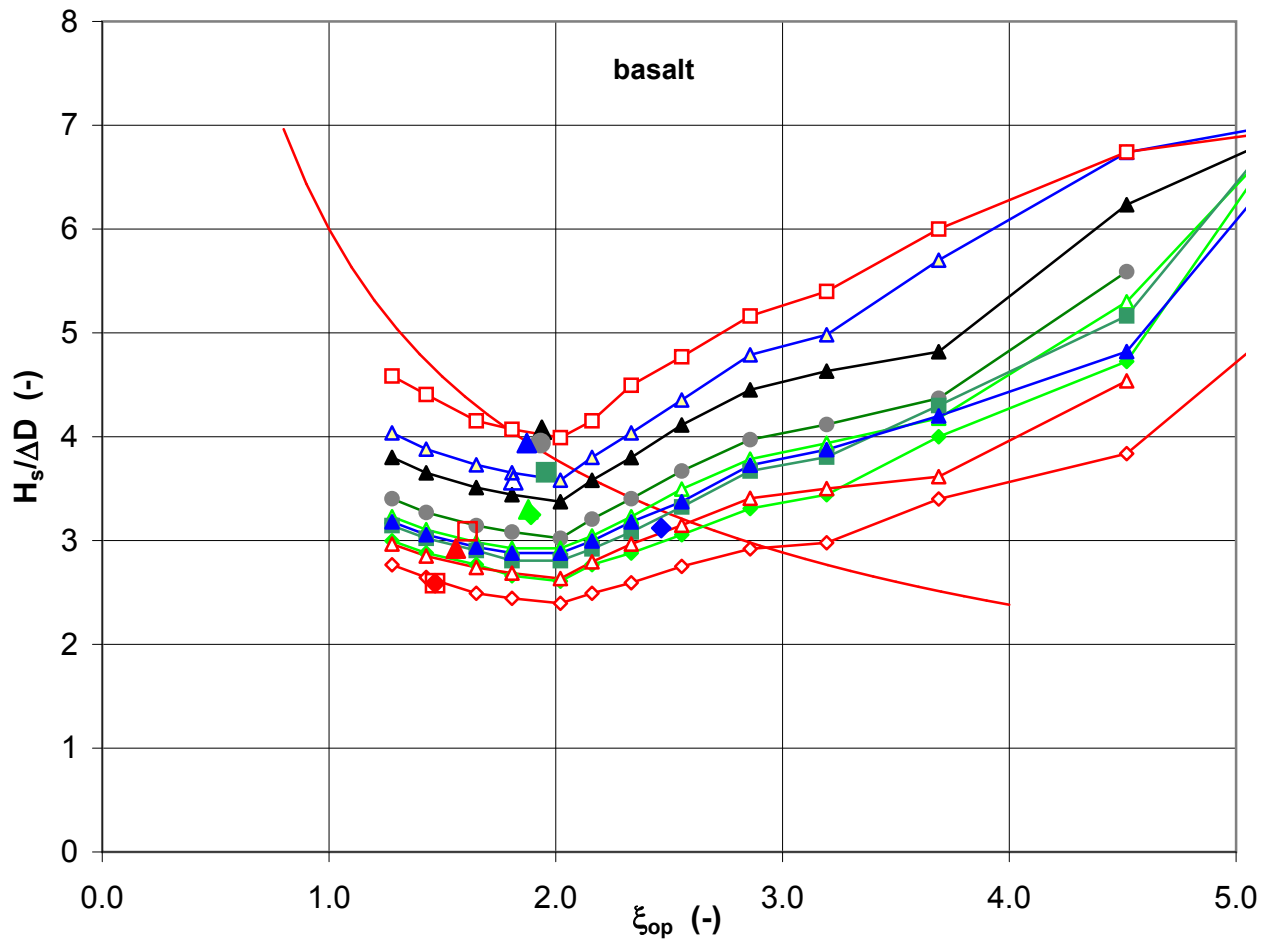
Basalton		
<b>Deltares</b>	H4846	FIG. B.13

### Hydroblocks



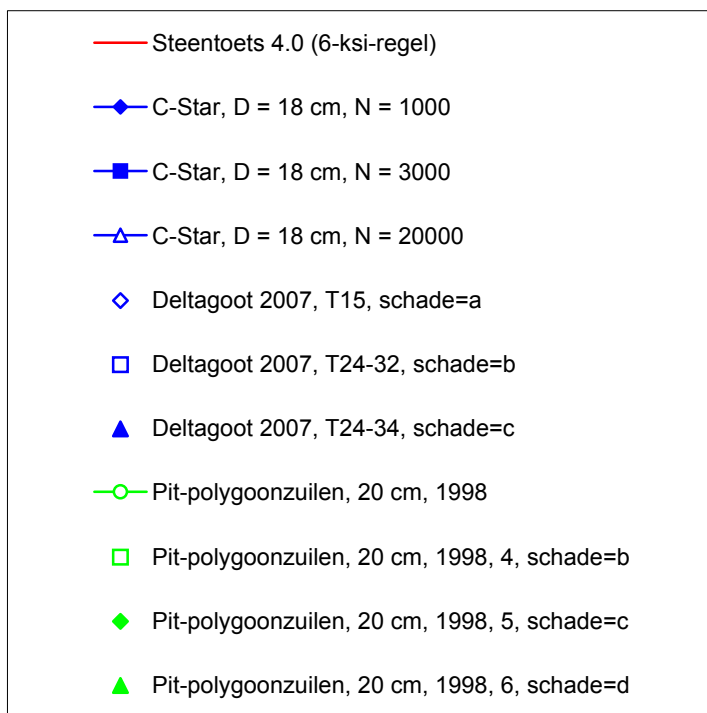
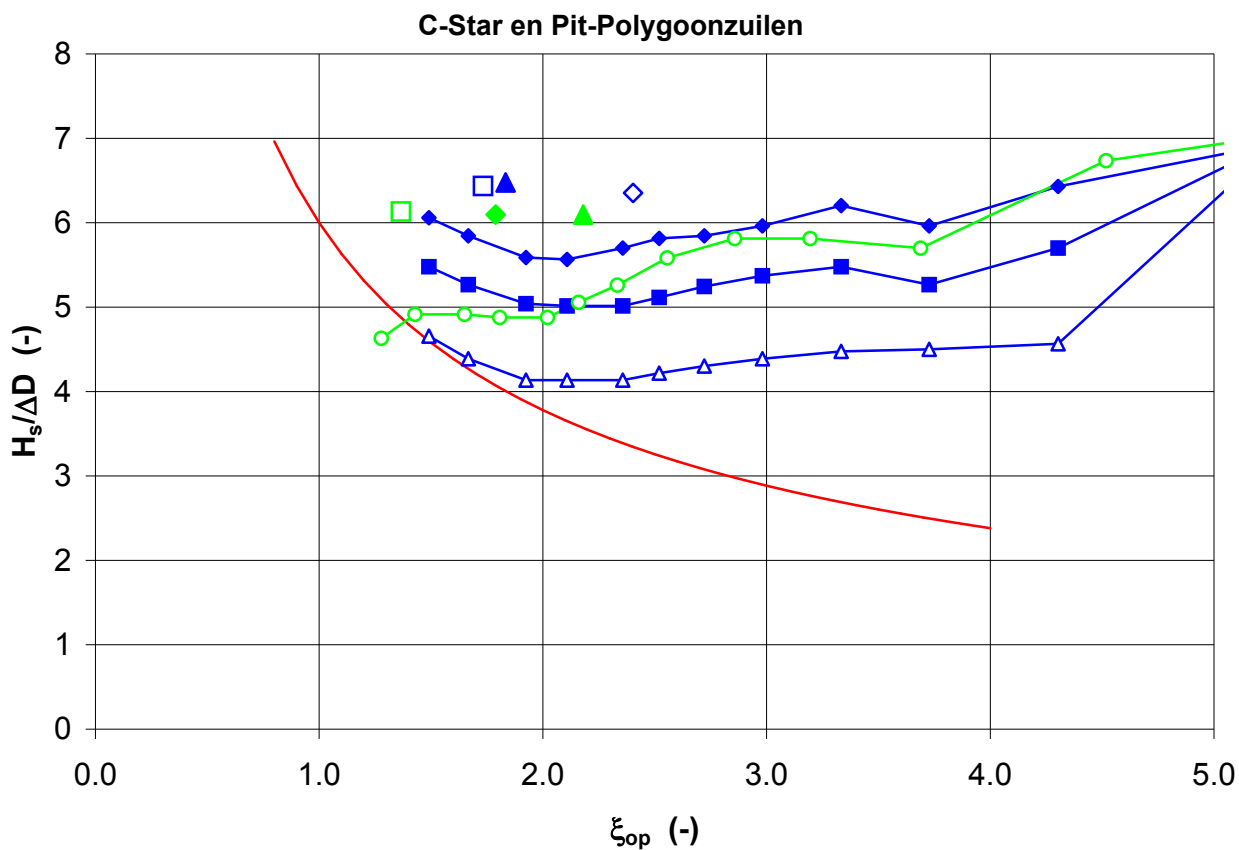
- Steentoets 4.0 (6-ksi-regel)
- ◆— Lange duur onderzoek; D = 15 cm; N=1000
- ◇— Lange duur onderzoek; D = 15 cm; N=1642
- ◇ Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven, 5250, schade=a
- ◆ Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven, 5251, schade=d
- ◆ Hergebruikte Hydroblocks 15 cm, langeduurproeven, 4250+4251, schade=d
- △— Lange duur onderzoek; D = 20 cm; N=11000
- △ Hydroblocks 20 cm, langeduurproeven, 4260-4660, schade=a
- △ Hydroblocks 20 cm, langeduurproeven, 4260-4860, schade=d
- Hydroblocks, D = 20 cm, 1998
- Hydroblocks, 20 cm, 1998, 5, schade=b
- Hydroblocks, 20 cm, 1998, 6, schade=c
- ×— Hydroblocks, D = 15 cm, lange golven
- Hydroblocks, 15, schade=a
- Hydroblocks, 16, schade=a
- Hydroblocks, 25, schade=a
- Hydroblocks, 26, schade=d

Hydroblock		
<b>Deltares</b>	H4846	FIG. B.14



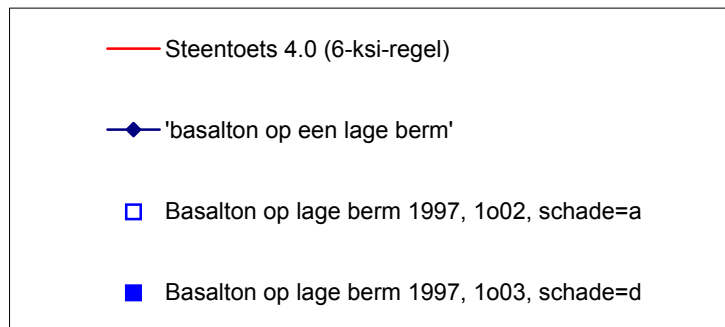
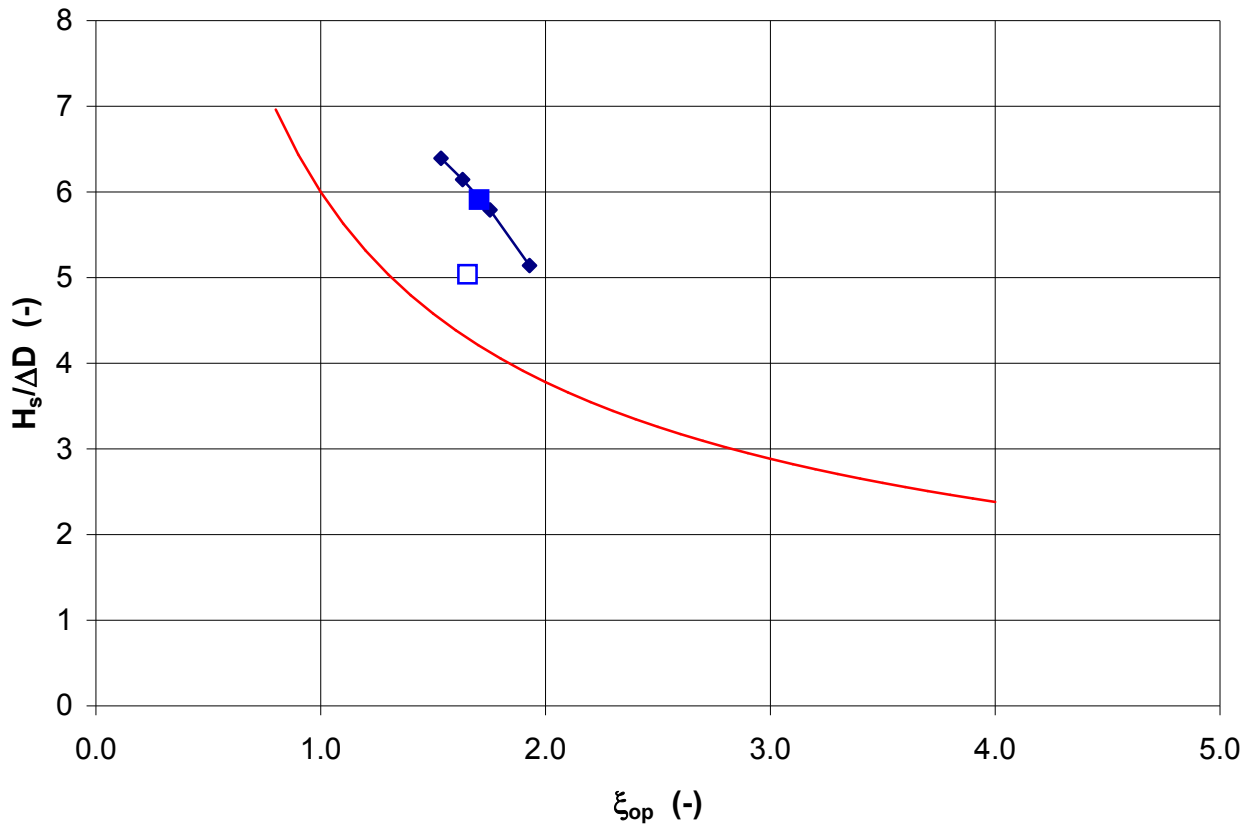
- Steentoets 4.0 (6-ksi-regel)
- ▲ basalt, langeduurproeven, N = 2115
- basalt, langeduurproeven, N = 4516
- ▲ basalt, langeduurproeven, N = 6500
- basalt, langeduurproeven, N = 8835
- ◆ basalt, langeduurproeven, N = 16300
- ▲ basalt, langeduurproeven, 4418, schade=c
- basalt, langeduurproeven, 4418+4618, schade=d
- ▲ basalt, langeduurproeven, 4411+4610, schade=c
- basalt, langeduurproeven, 4215-4616, schade=b
- ◆ basalt, langeduurproeven, 4411-4812, schade=d
- ▲ Basalt 2003, N = 1000, D = 20 cm, 26.1
- △ Basalt 2003, D = 20 cm, 5, schade=a
- ▲ Basalt 2003, D = 20 cm, 6, schade=c
- ◆ Basalt 2003, D = 20 cm, 8, schade=d
- ▲ Basalt 2003, N = 1118, D = 20 cm, 26.0
- basalt, Provo '85, D= 30 cm, N = 400, 26.0
- △ basalt, Provo '85, D= 30 cm, N = 6000, 26.0
- ◇ basalt, Provo '85, D= 30 cm, N = 23000, 26.0
- basalt, Provo '85, 21, schade=a
- basalt, Provo '85, 23, schade=a
- ▲ basalt, Provo '85, 22, schade=d
- ◆ basalt, Provo '85, 24, schade=d

basalt		
<b>Deltares</b>	H4846	FIG. B.15



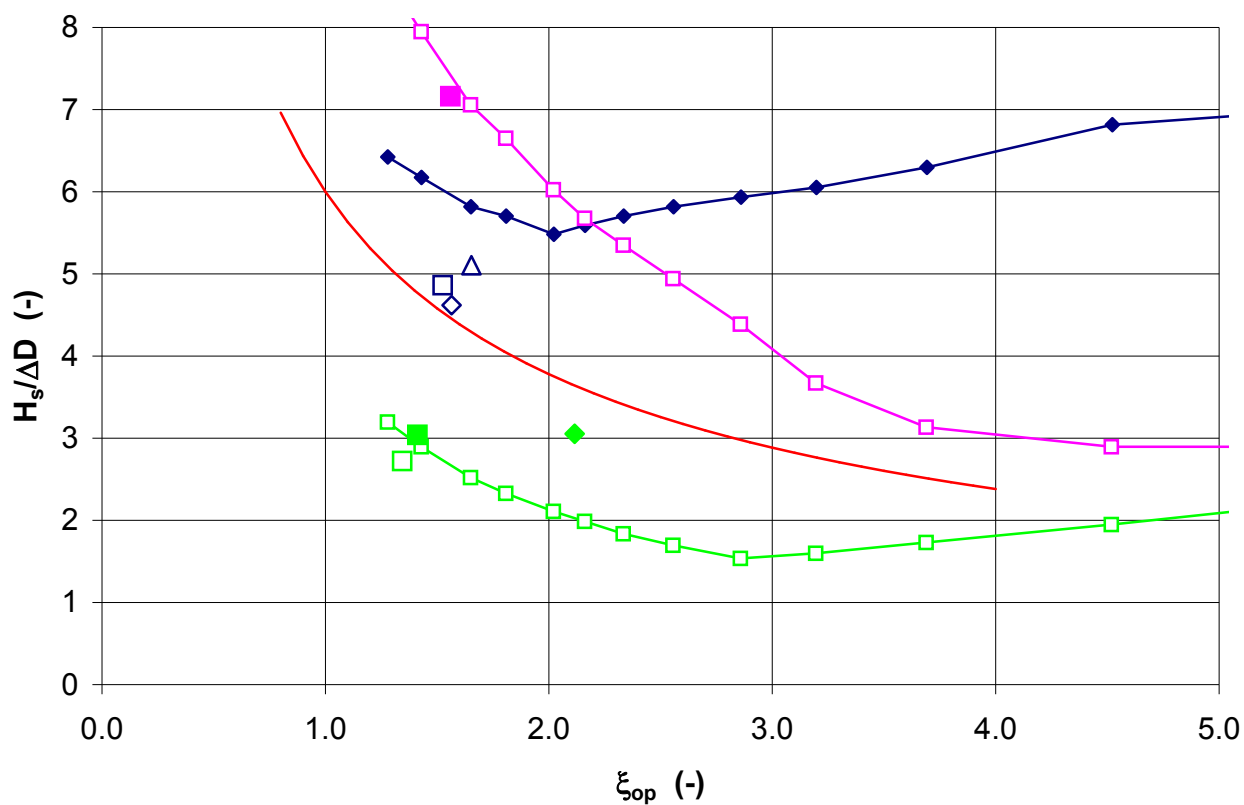
C-Star en Pit-polygoonzuilen

### Basalton op berm



Basalton op een berm

### granietblokken en Vilvoordse steen



- Steentoets 4.0 (6-ksi-regel)
- ◆ Dichtgeslibte granietblokken 1997, dicht filter, berm op +5
- ◇ Deltagoot 1997, 4ao06, schade=a
- Deltagoot 1997, 4ao07, schade=b
- △ Deltagoot 1997, 4do10, schade=a
- Vilvoordse steen, Provo '85, Dn50 = 16 cm
- Vilvoordse steen (plat) met Dn50, 26, schade=a
- Vilvoordse steen (rond) met Dn50, 1, schade=d
- ◆ Vilvoordse steen (rond) met Dn50, 3, schade=d
- Vilvoordse steen, Provo '85, Dn50 = 16 cm; diep onder water
- Vilvoordse steen (plat) met Dn50, blz57, schade=d

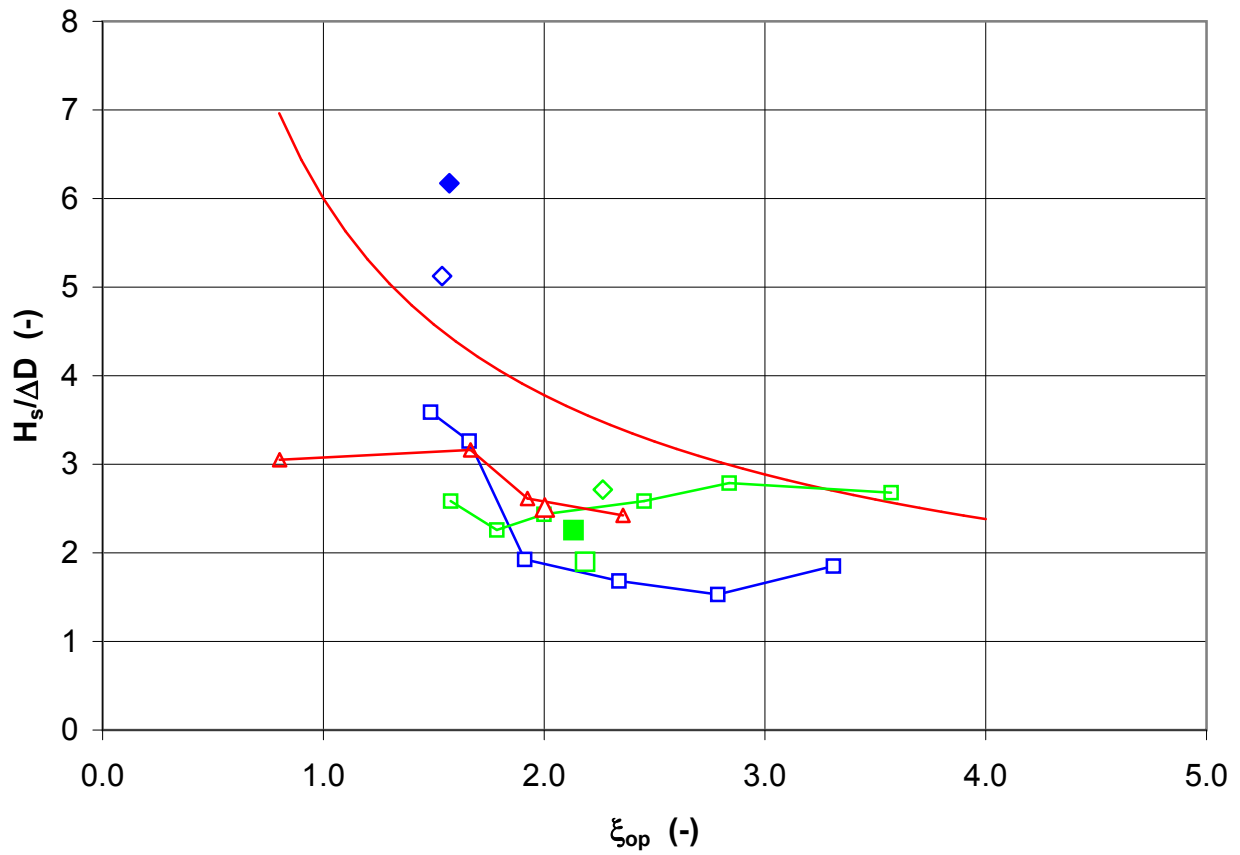
Granietblokken en Vilvoordse steen

**Deltares**

H4846

FIG. B.18

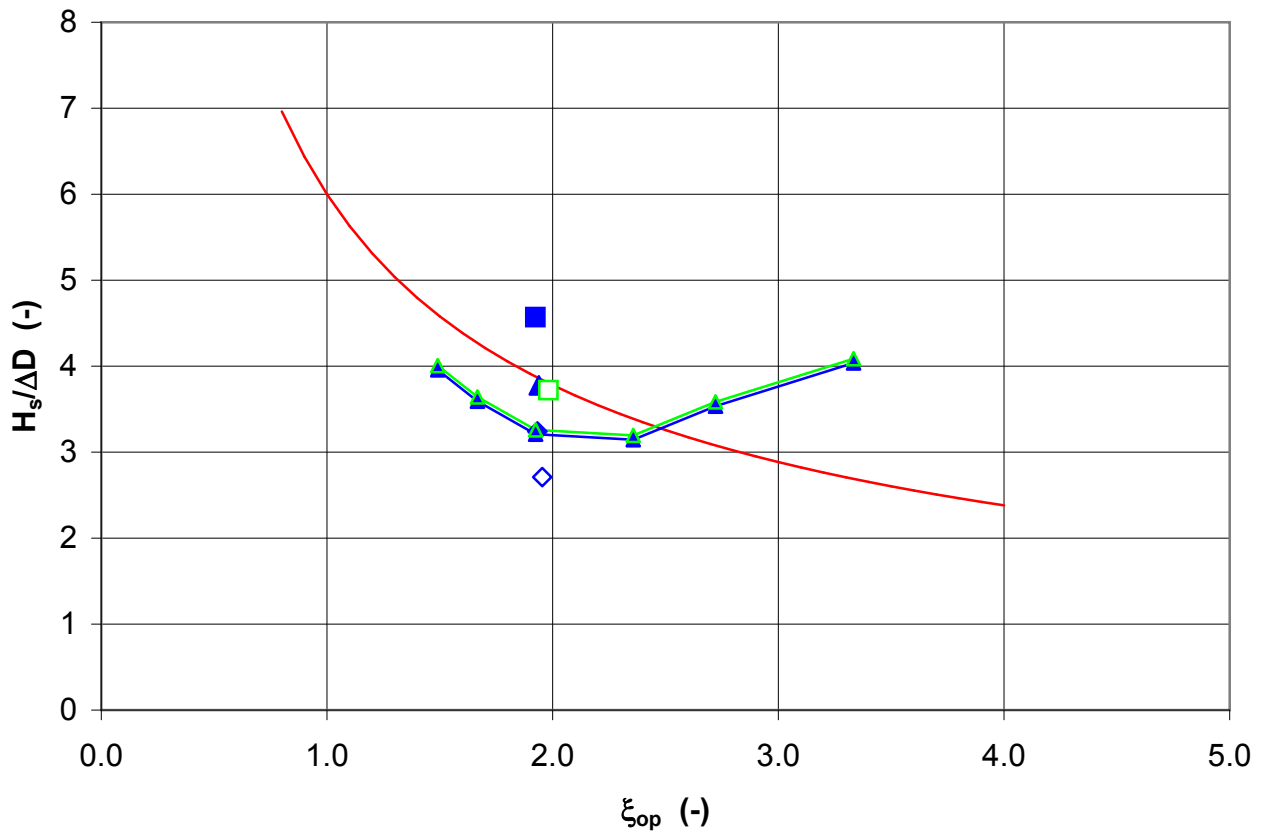
### Havendam, buitentalud met zuilen



- Steentoets 4.0 (6-ksi-regel)
- Havendam Harlingen, Basalton, D = 15 cm, zonder klemming
- ◇ Havendam Harlingen basalt, 102, schade=a
- ◆ Havendam Harlingen basalt, 103, schade=d
- Havendam Urk, Basalt, D = 20 cm
- Havendam Urk, 1, schade=b
- Havendam Urk, 2, schade=d
- ◇ Havendam Urk, 5, schade=a
- Havendam Ketelhaven, Basalt, D = 20 cm
- △ Havendam Ketelhaven, 16, schade=a

Buitentalud van havendam  
Basalton en basalt

### Havendam, Deltagoot 2006, buitentalud met Basalton



- Steentoets 4.0 (6-ksi-regel)
- ◇ Havendam 2006, 1, schade=a
- ◆ Havendam 2006, 2, schade=d
- ▲ Havendam 2006, 3, schade=c
- Havendam 2006, 4, schade=c
- Havendam 2006, 13, schade=b
- ▲— Havendam 2006, Basalton, D = 20cm, h = 4,54m, zonder klemming
- △— Havendam 2006, Basalton, D = 20cm, h = 4,00m, zonder klemming

Buitentalud van havendam  
Basalton

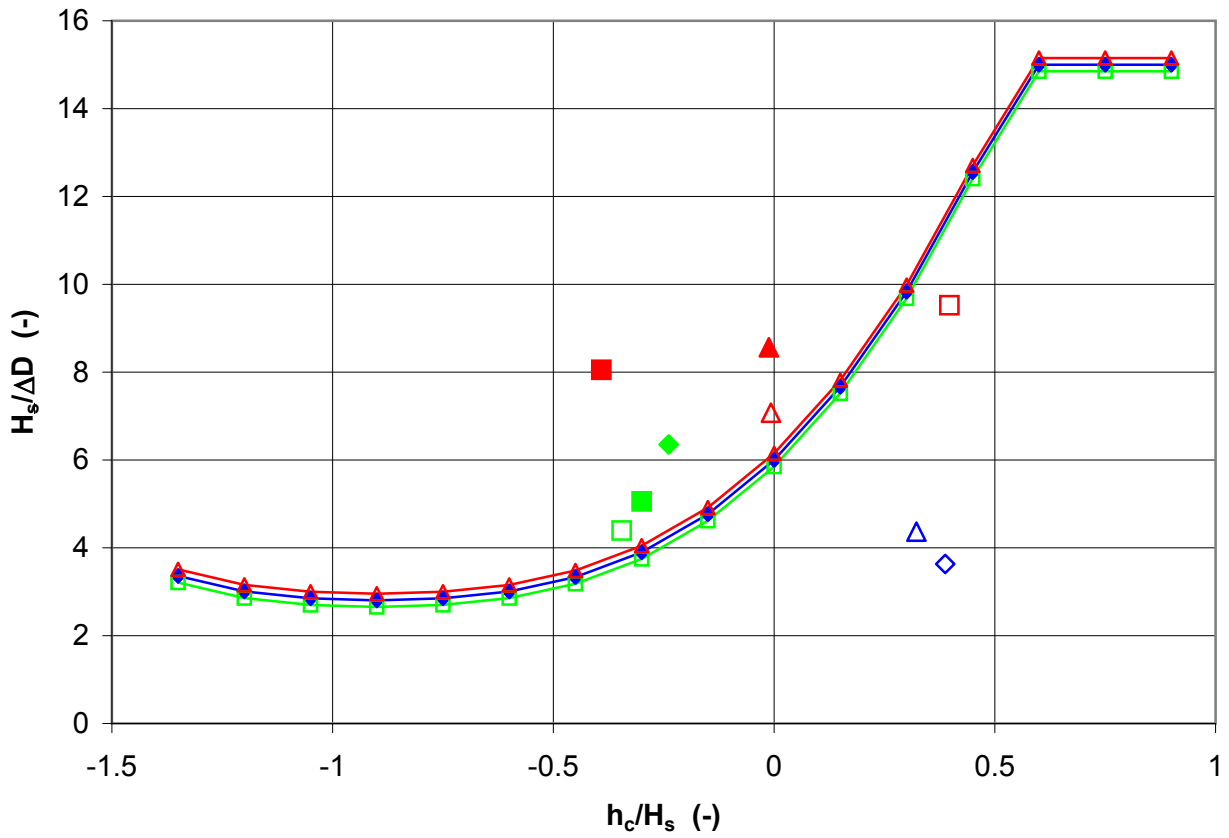
**Deltares**

H4846

FIG. B.20



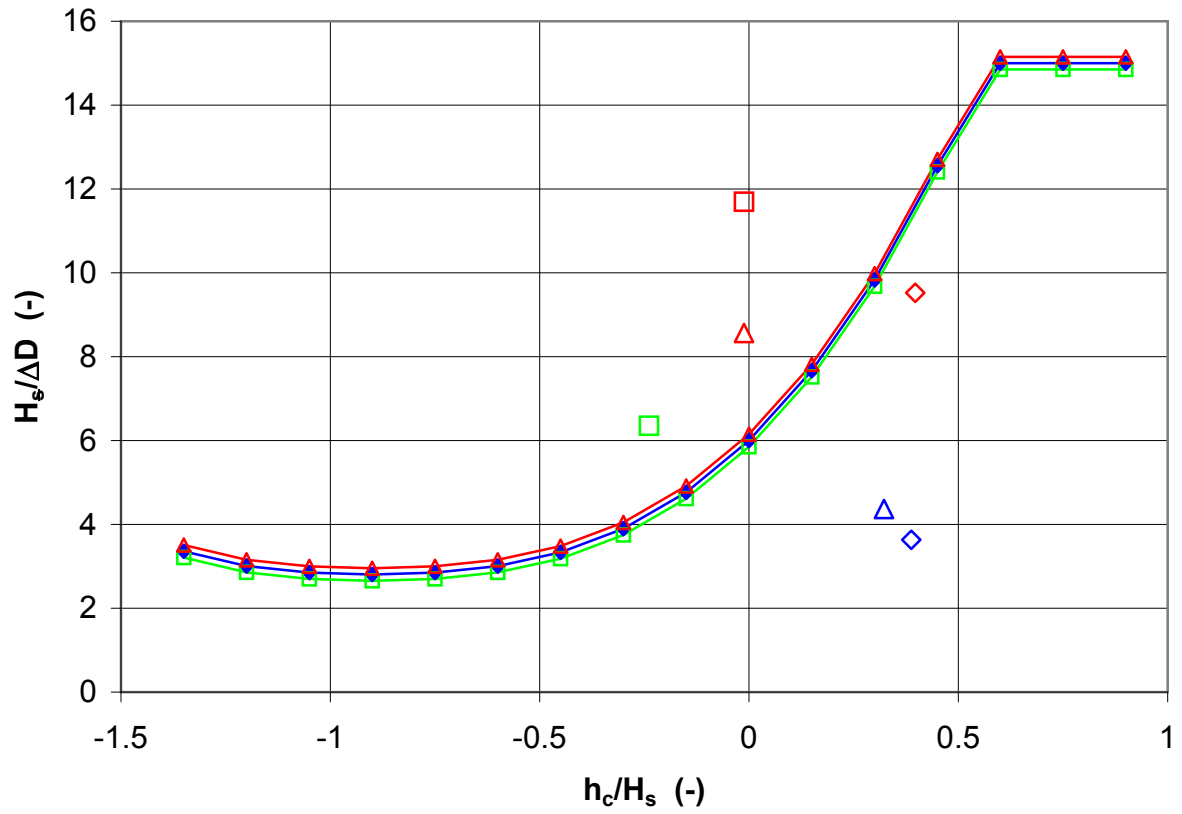
### Kruin van havendam



- ◆— Havendam Urk, Basalton D = 15 cm
- ◇ Havendam Urk, 2, schade=a
- △ Havendam Urk, 5, schade=a
- Havendam Ketelhaven, granietblokken D = 10 cm
- Havendam Ketelhaven, 14, schade=a
- Havendam Ketelhaven, 15, schade=c
- ◆ Havendam Ketelhaven, 16, schade=d
- ▲— Havendam 2006, Basalton/Hydoblocks, D = 15 cm D = 10 cm
- △ Havendam 2006, 3, schade=a
- ▲ Havendam 2006, 4, schade=d
- Havendam 2006, 13, schade=a
- Havendam 2006, 21, schade=d

Kruin van havendam

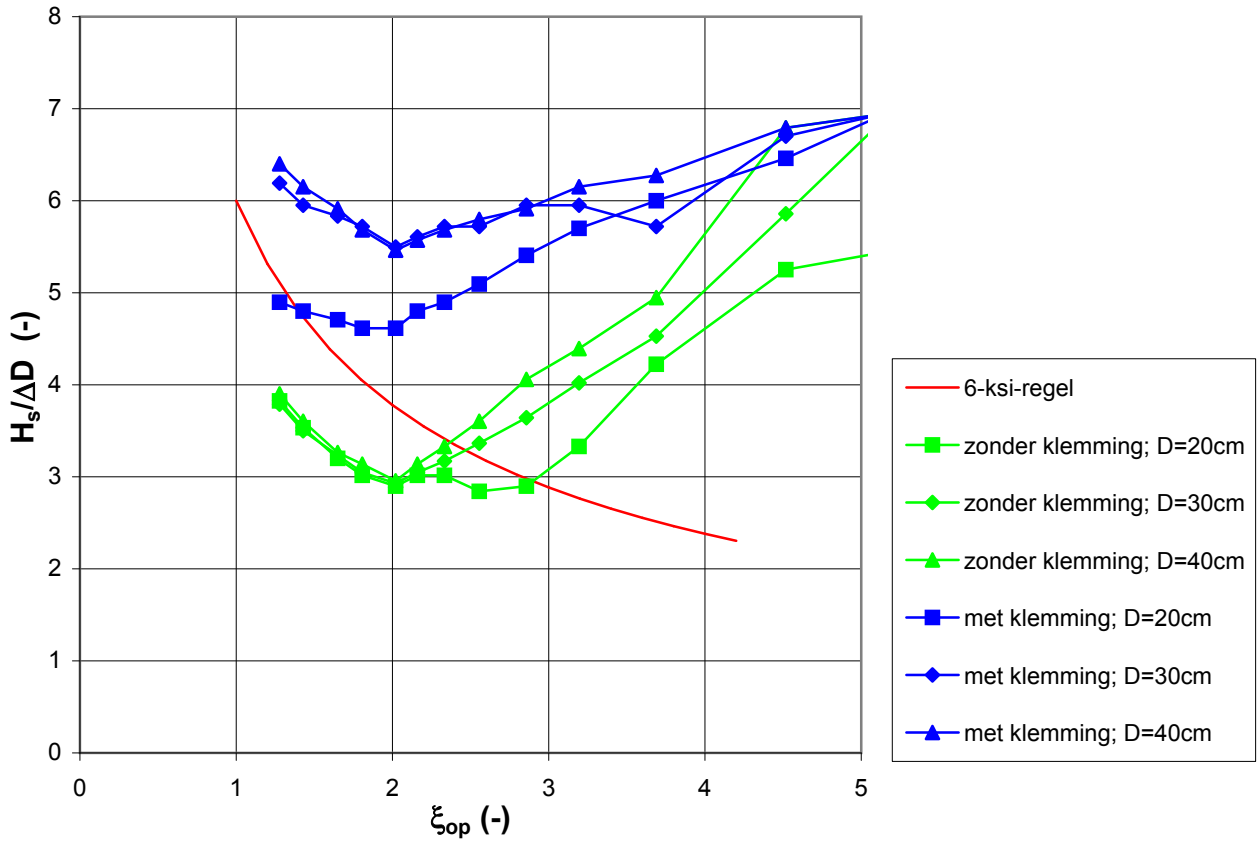
### Binnentalud van havendam



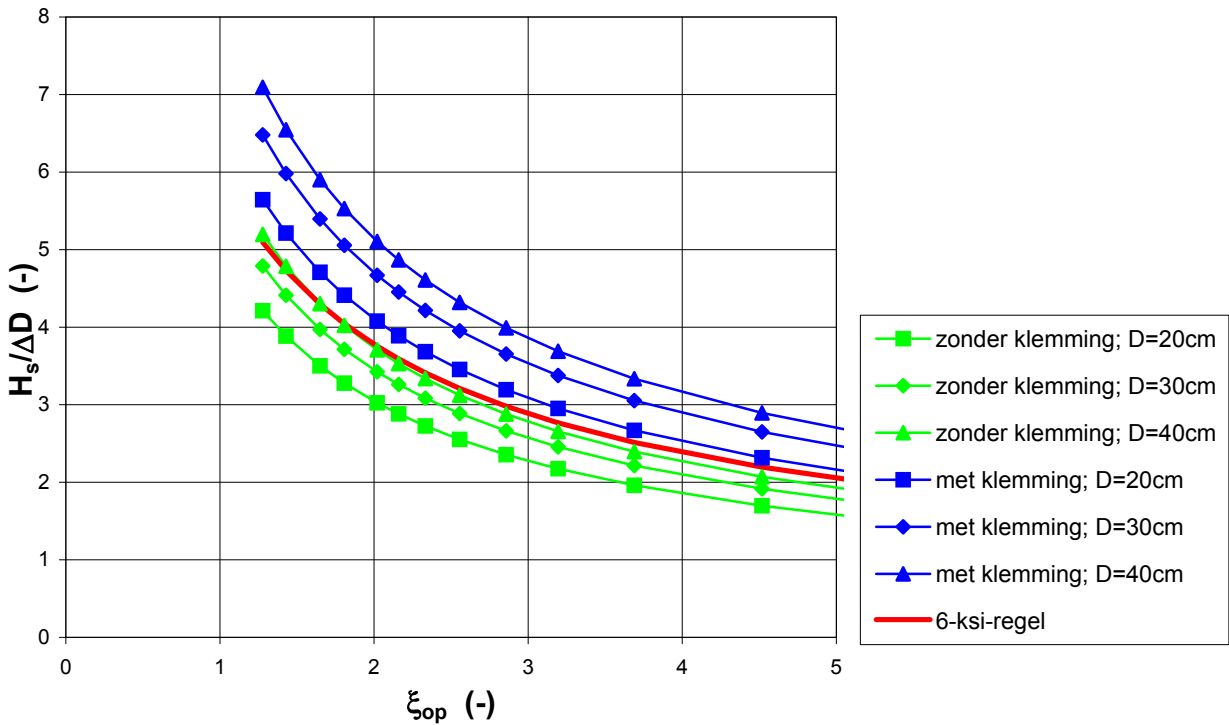
- ◆ Havendam Urk, Basalton D = 15 cm
- ◇ Havendam Urk, 2, schade=a
- △ Havendam Urk, 5, schade=a
- Havendam Ketelhaven, granietblokken D = 10 cm
- Havendam Ketelhaven, 16, schade=a
- ▲— Havendam 2006, Basalton/Hydoblocks, D = 15 cm D = 10 cm
- △ Havendam 2006, 4, schade=a
- Havendam 2006, 4, schade=a
- ◇ Havendam 2006, 13, schade=a

Binnentalud van havendam

Steentoets2008; korte leklengte



Steentoets4.0

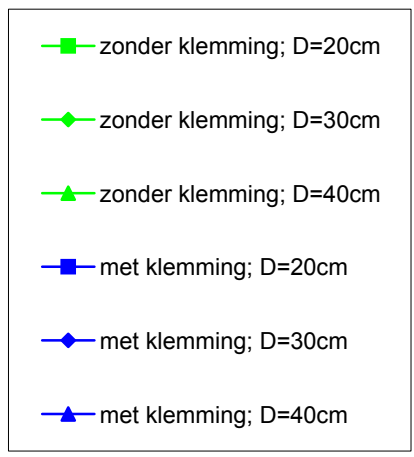
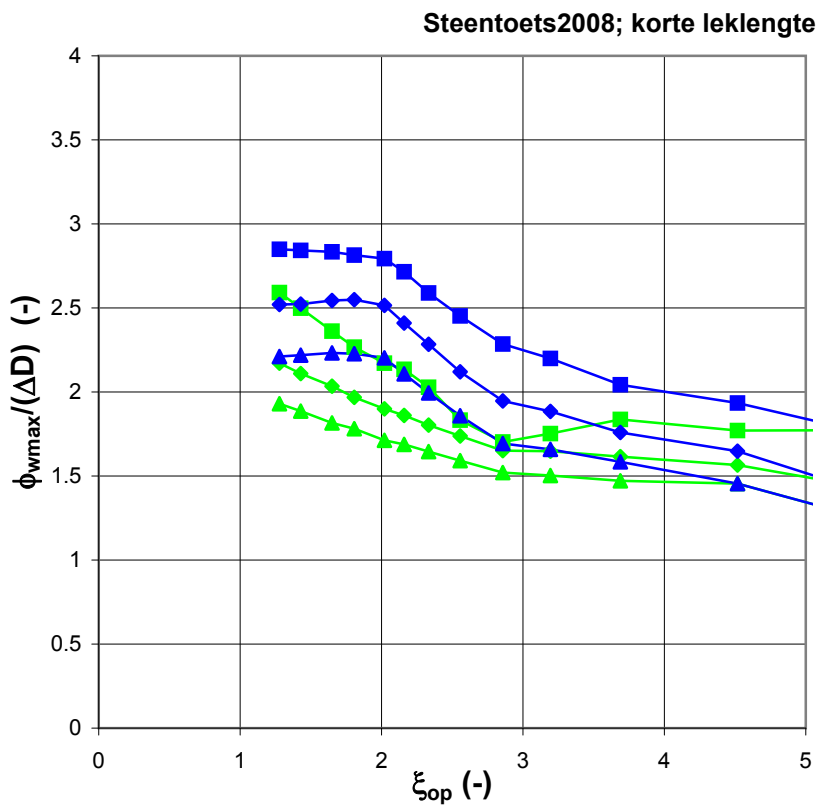
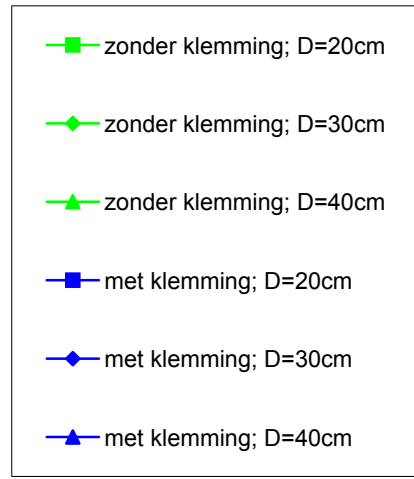
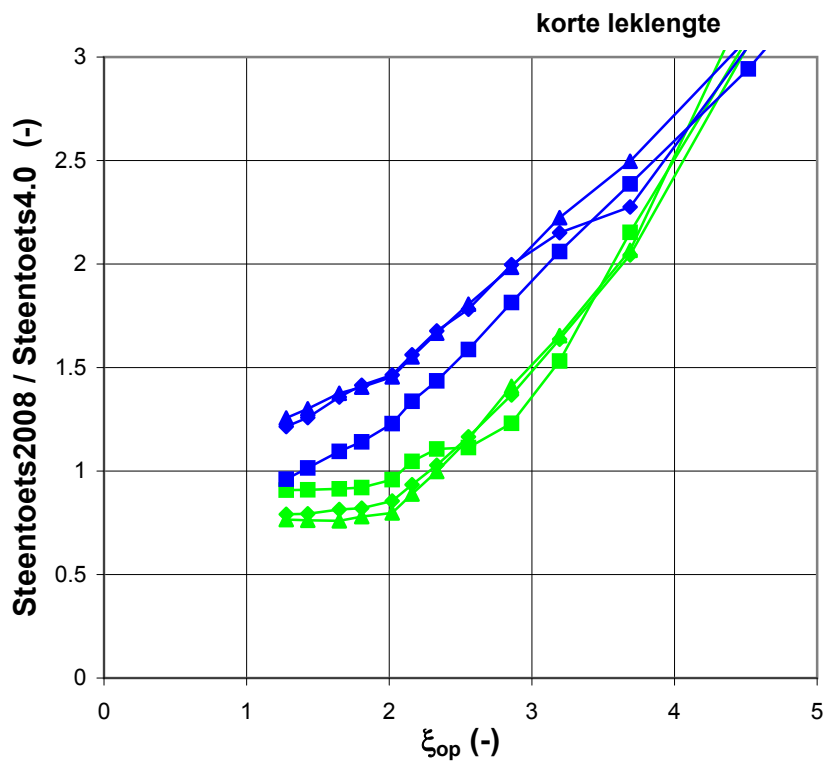


Invloed brekerparameter  
met korte leklengte

Deltares

H4846

FIG. B.23



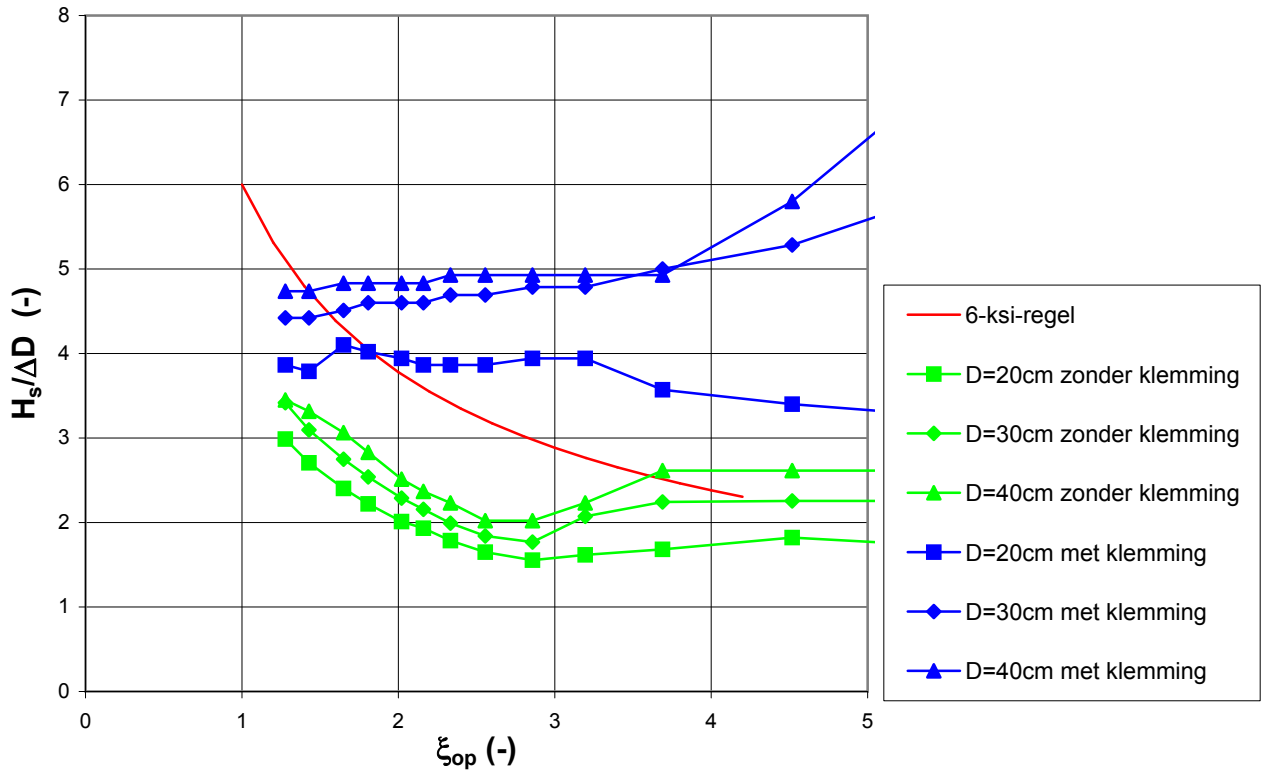
Invloed brekerparameter  
met korte leklengte

**Deltares**

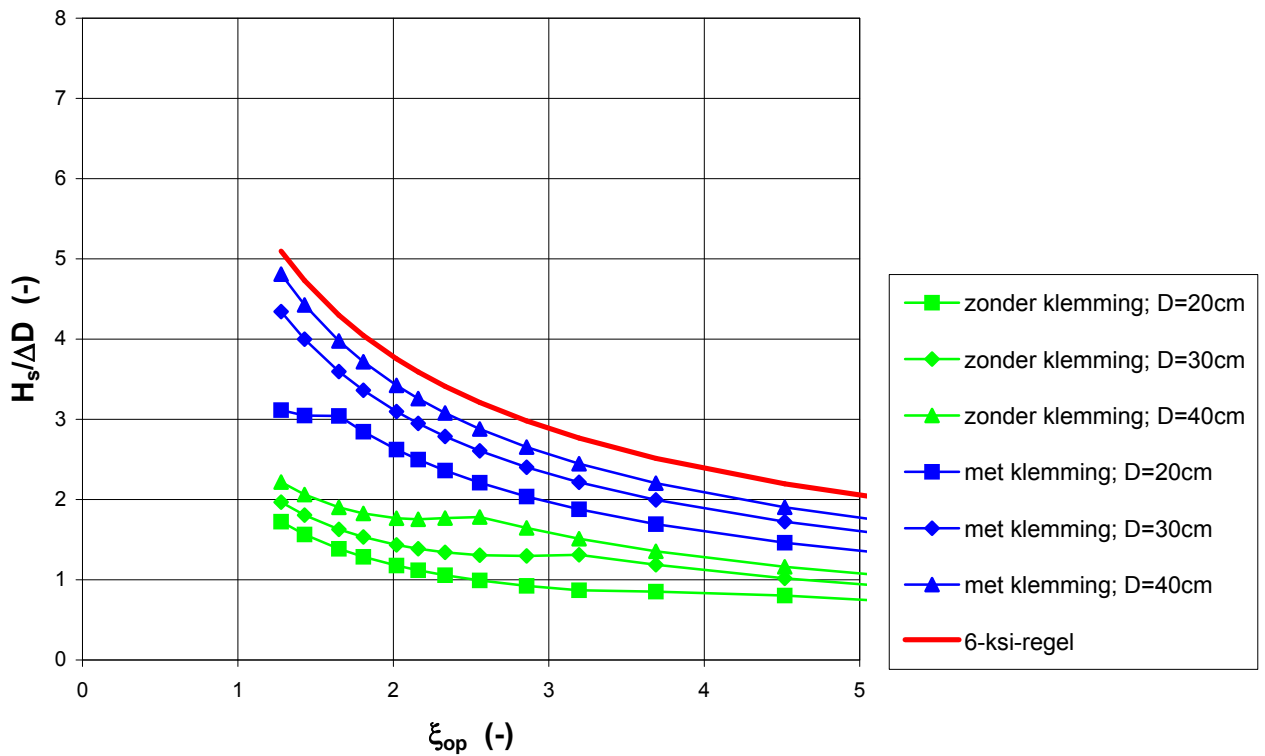
H4846

FIG. B.24

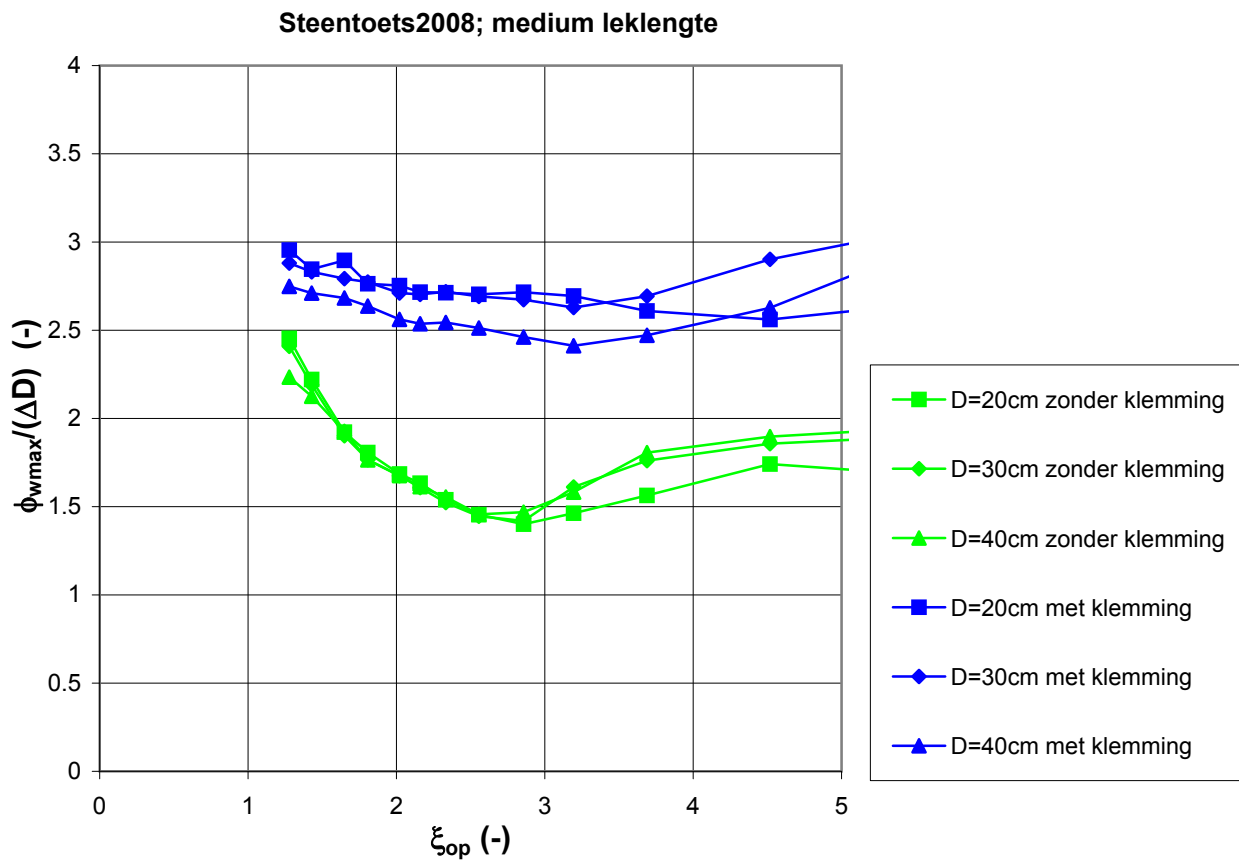
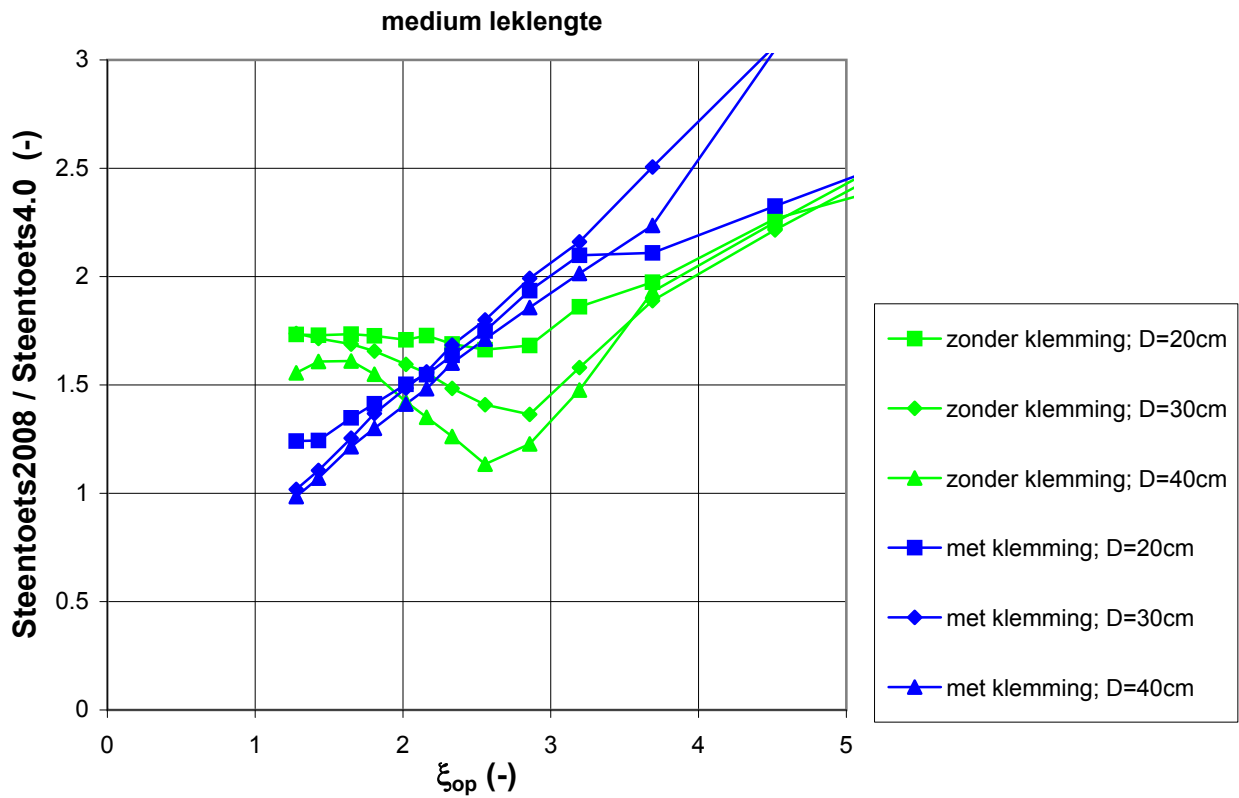
Steentoets2008; medium leklengte



Steentoets4.0

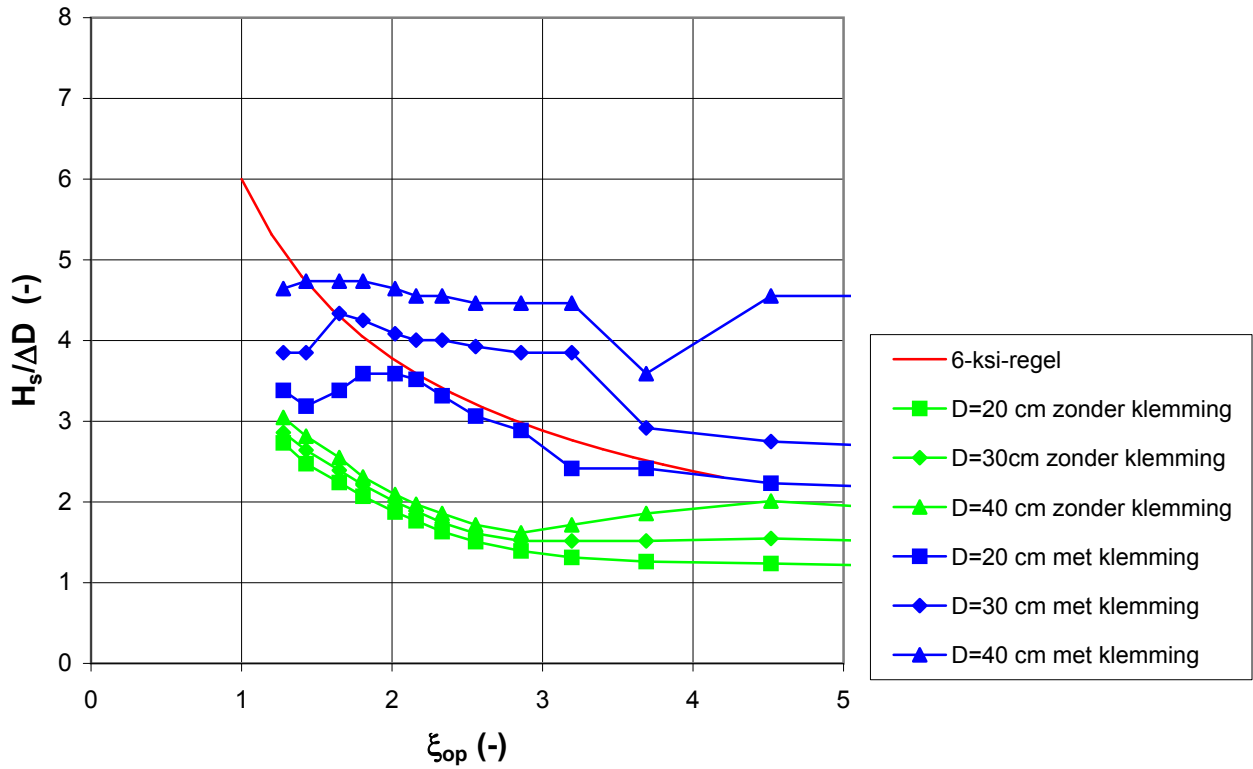


Invloed brekerparameter  
met medium leklengte

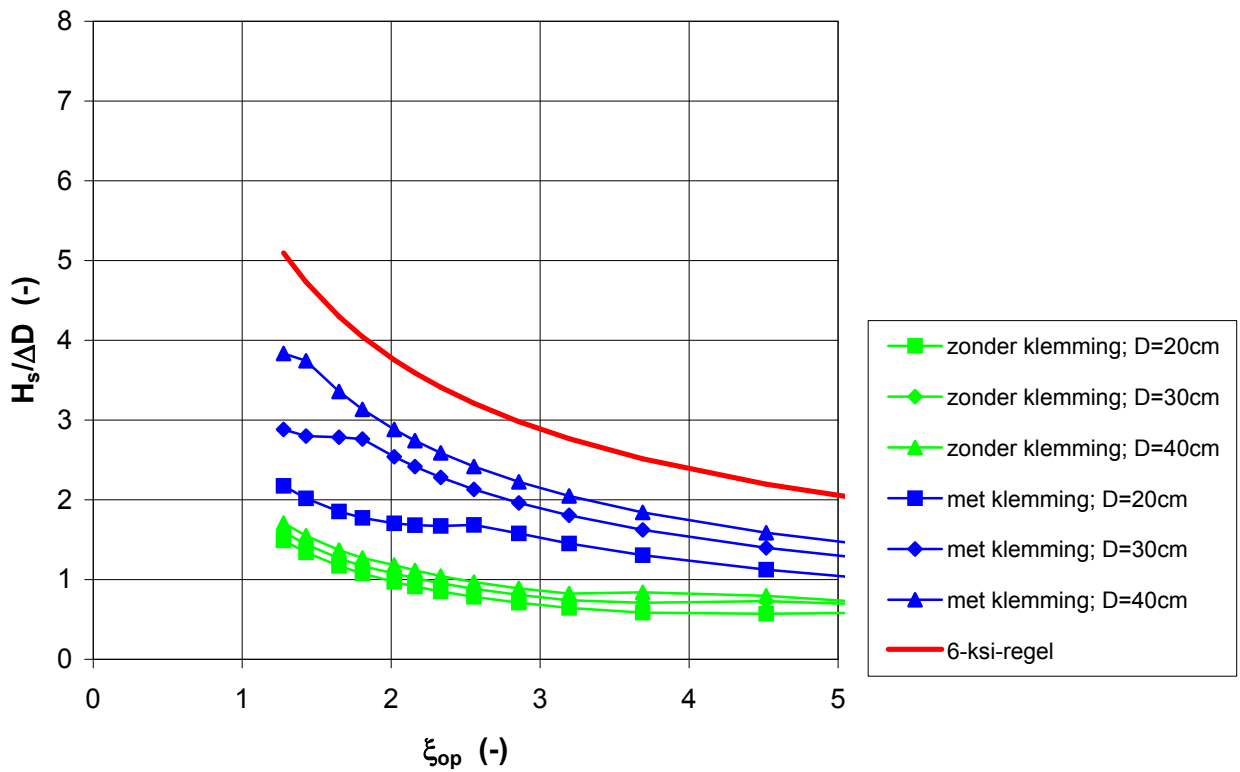


Invloed brekerparameter  
met medium leklengte

Steentoets2008; grote leklengte



Steentoets4.0 lange leklengte

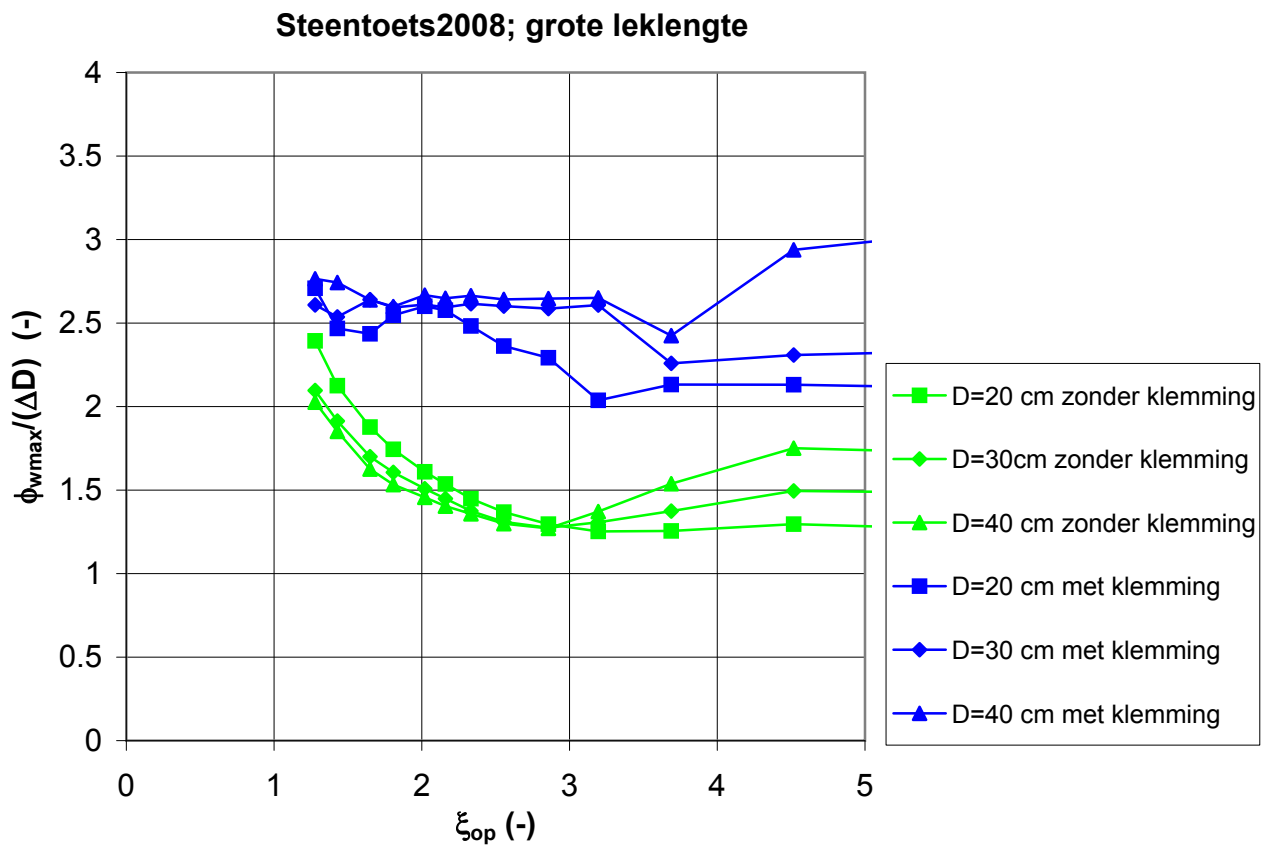
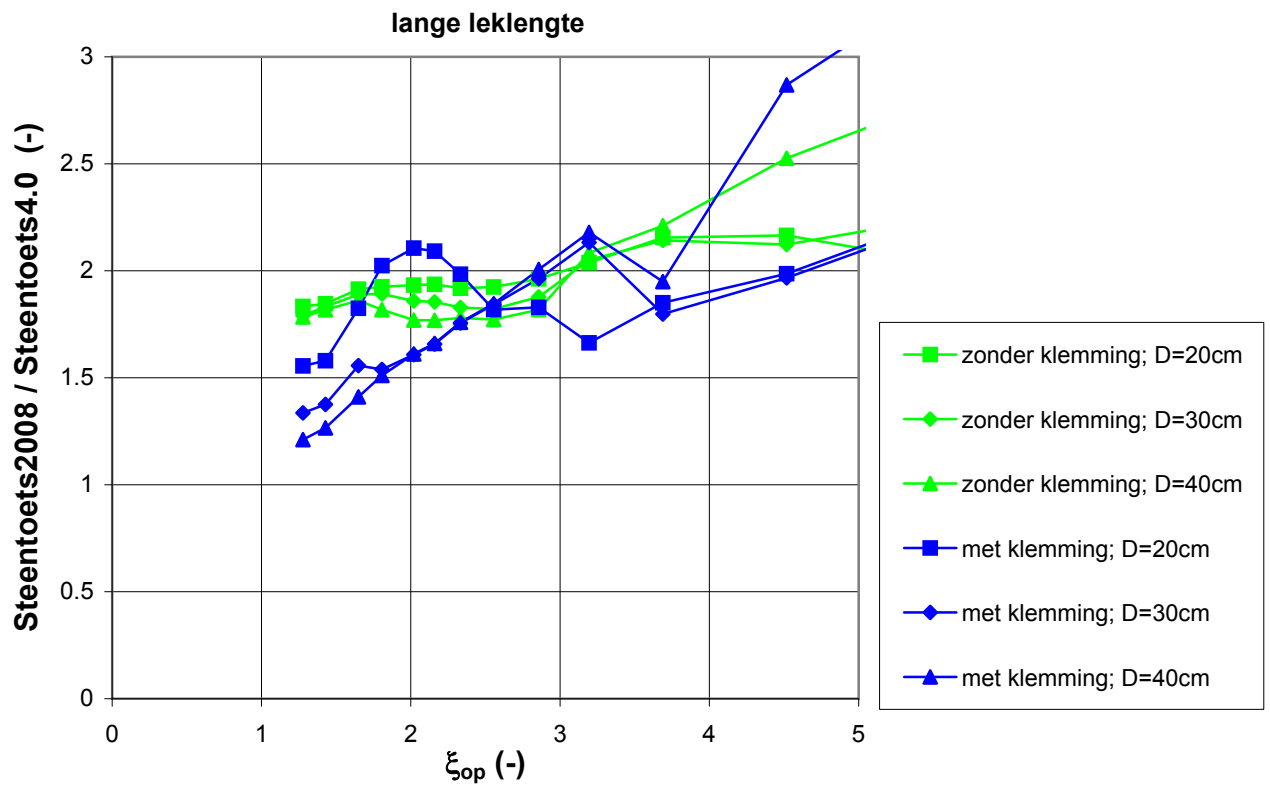


Invloed brekerparameter  
met lange leklengte

Deltares

H4846

FIG. B.27



Invloed brekerparameter  
met lange leklengte

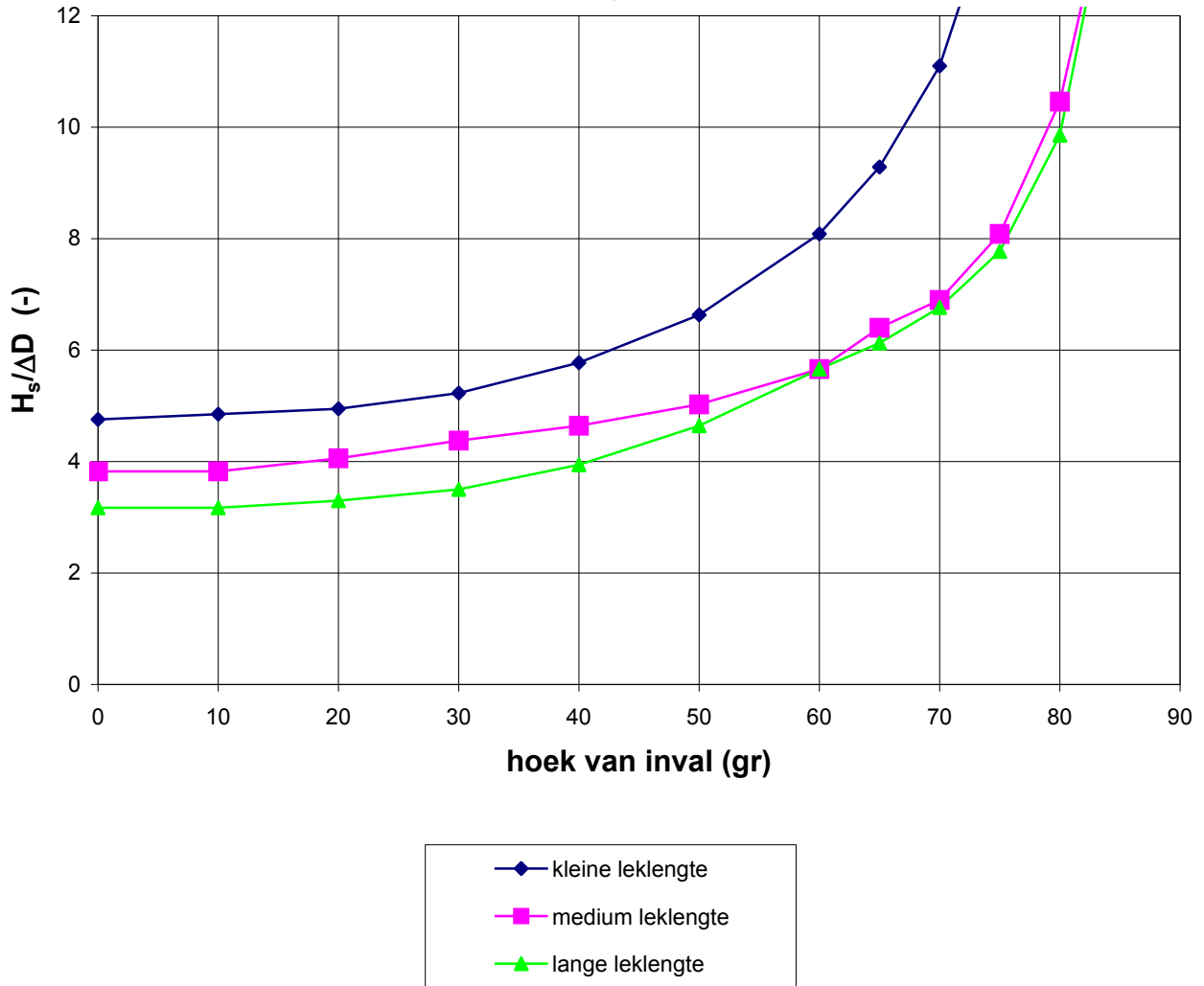
**Deltares**

H4846

FIG. B.28

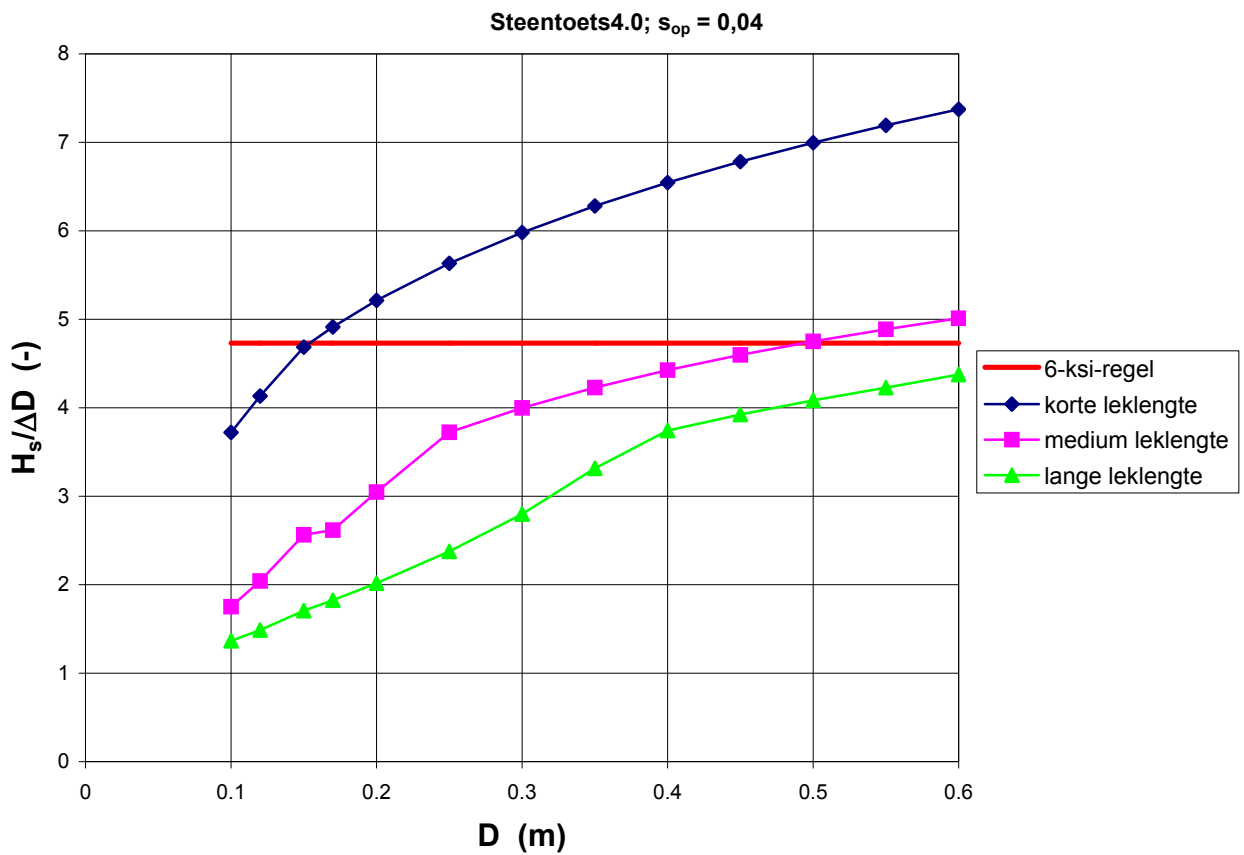
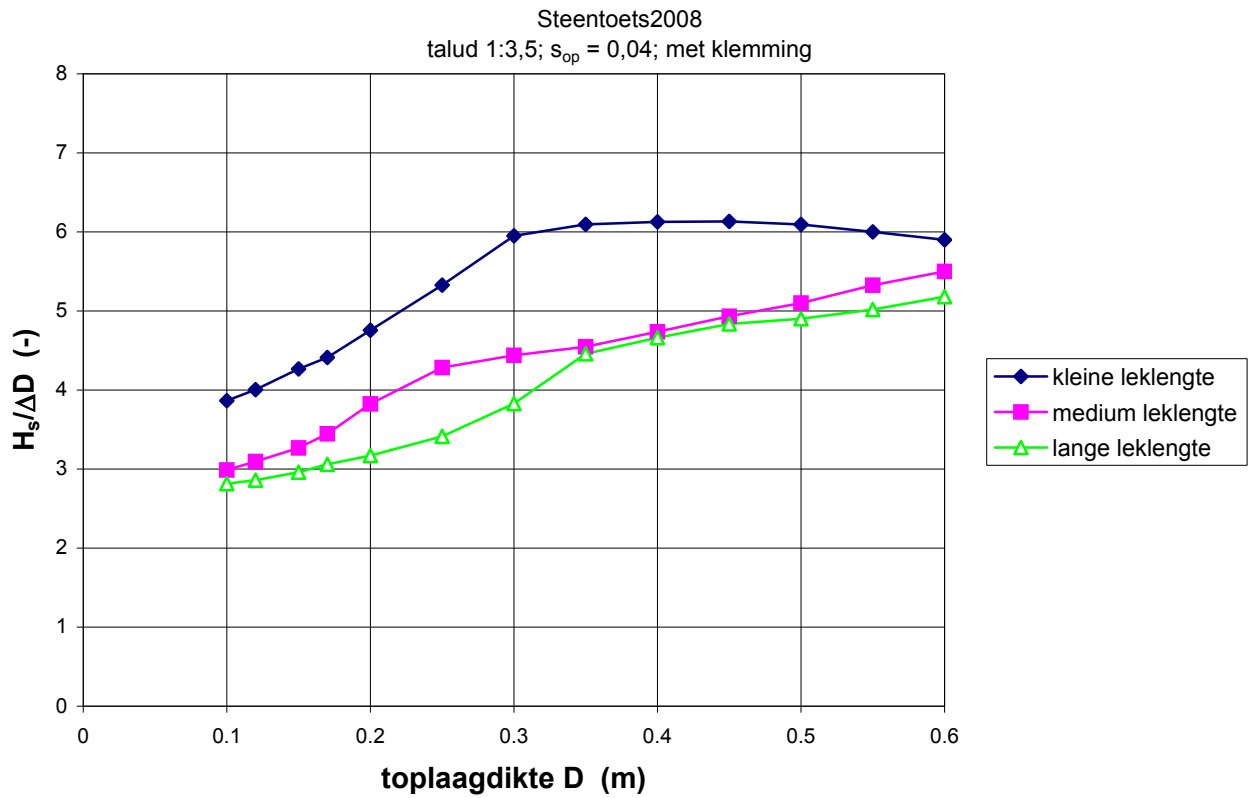


Steentoets2008  
 talud 1:3,5; D = 20 cm; s<sub>op</sub> = 0,04; met klemming



Steentoets4.0 houdt geen rekening met de hoek van inval.

Invloed hoek van golfaanval



Invloed topplagdikte  
golfsteilheid = 0,04, met klemming

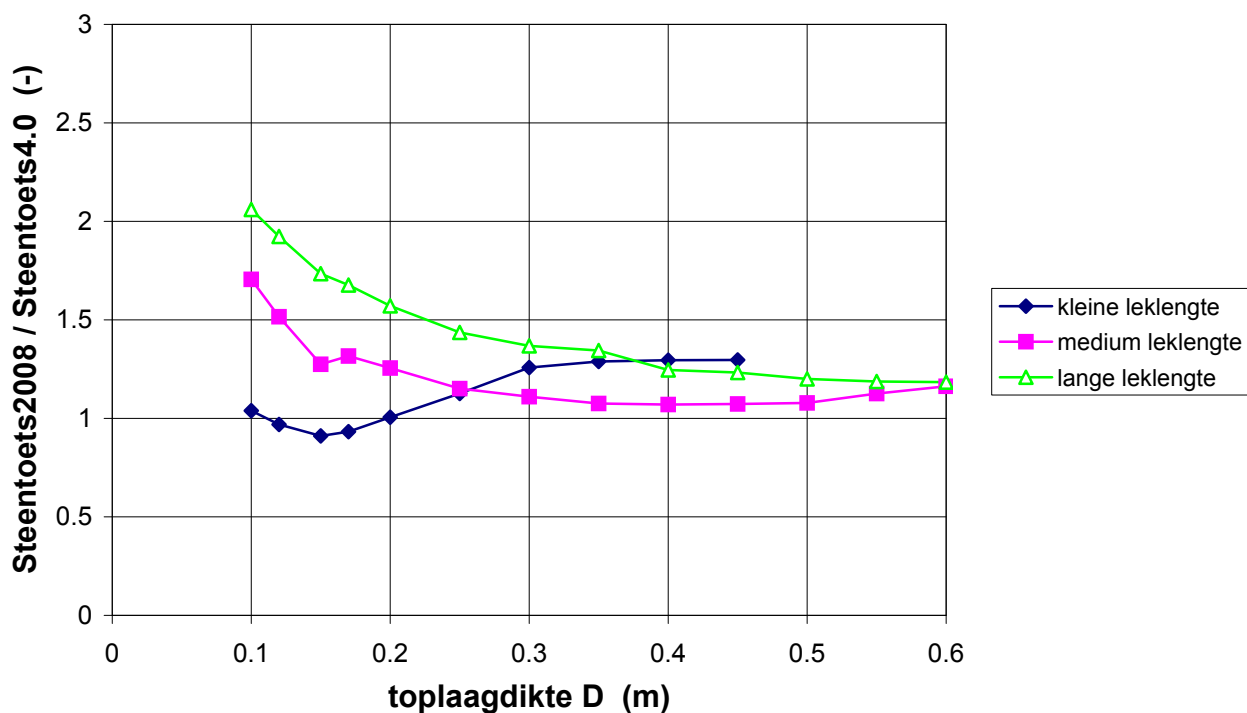
$\xi_{op} = 1,43$

**Deltares**

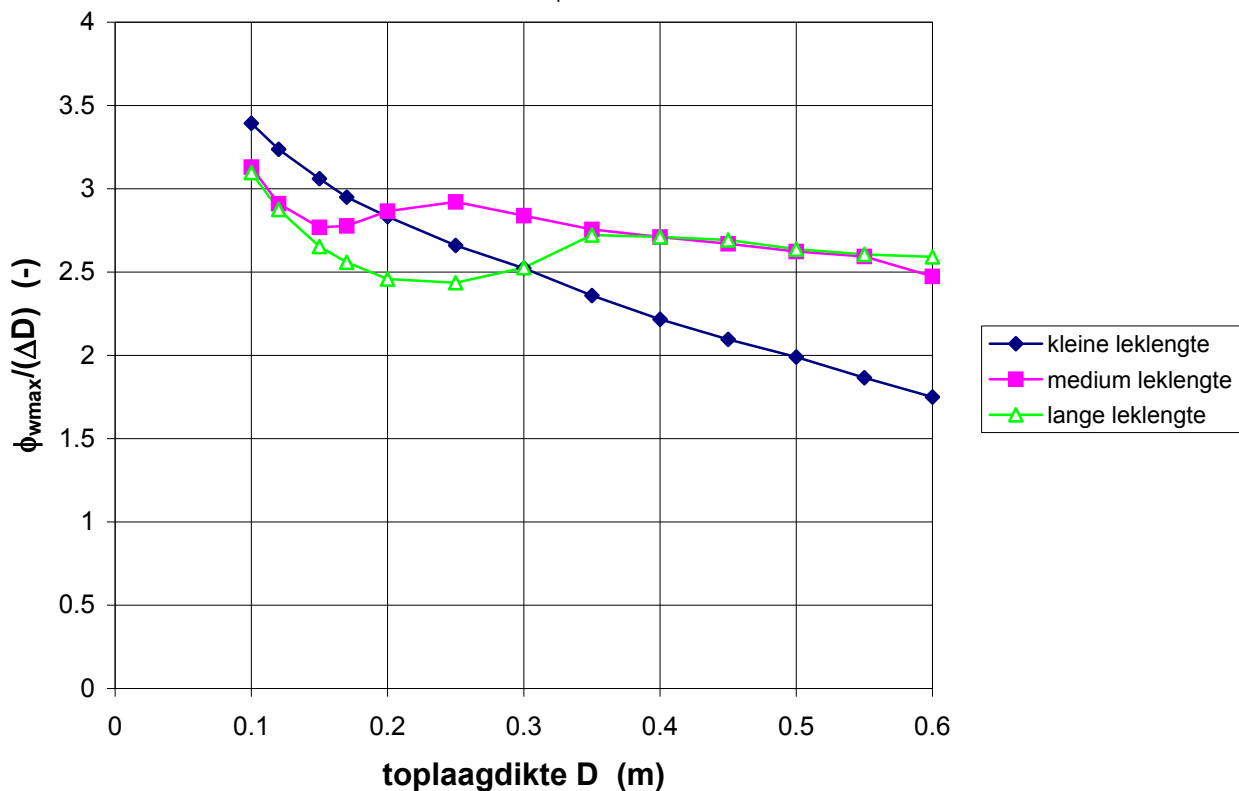
H4846

FIG. B.30

talud 1:3,5;  $s_{op} = 0,04$ ; met klemming



Steentoets2008  
talud 1:3,5;  $s_{op} = 0,04$ ; met klemming



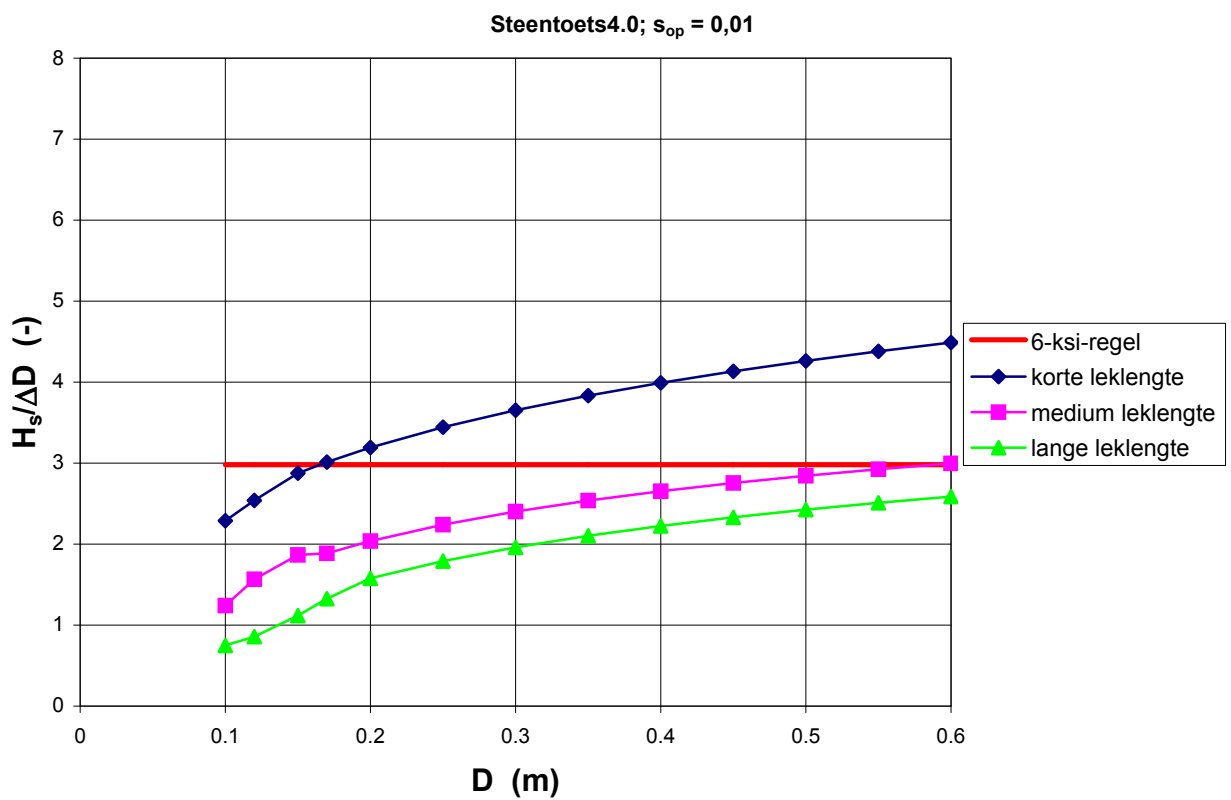
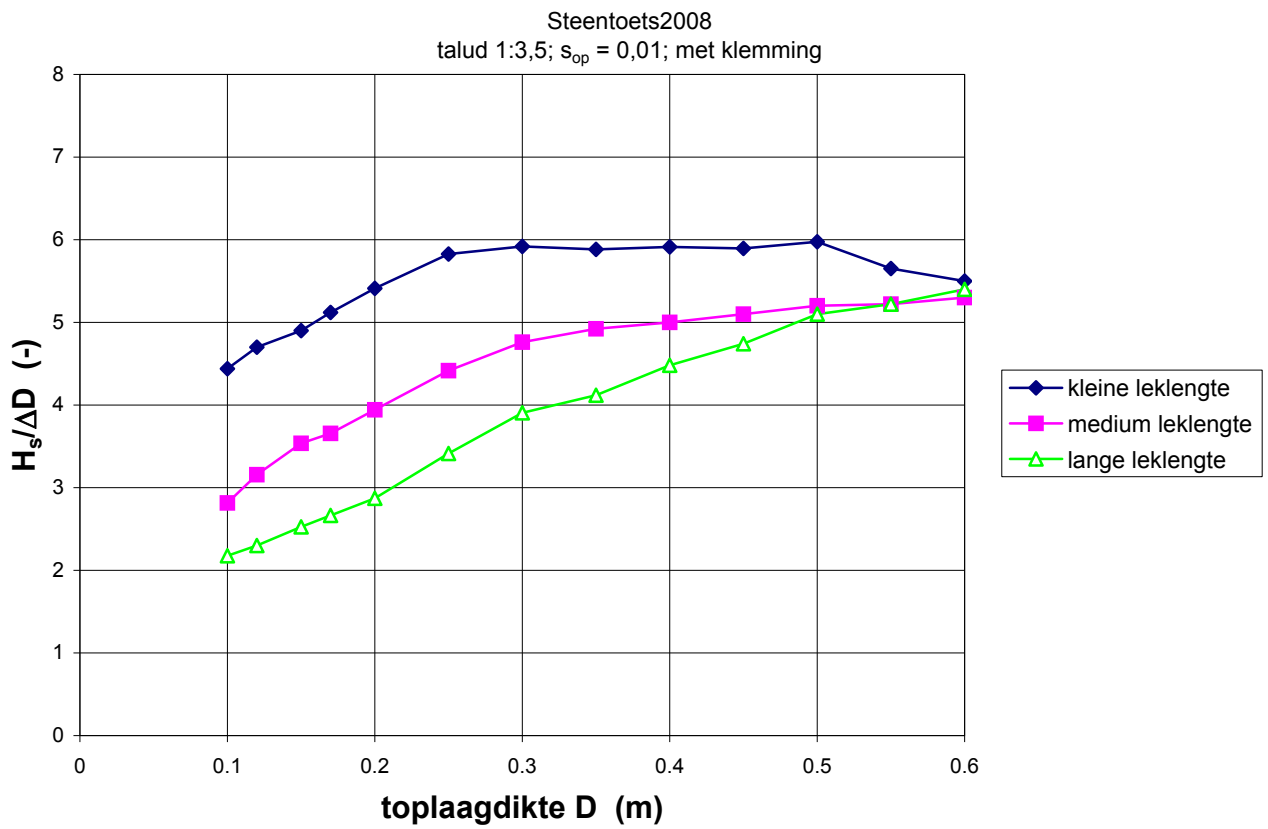
Invloed topplagdikte  
golfsteilheid = 0,04, met klemming

$\xi_{op} = 1,43$

Deltares

H4846

FIG. B.31



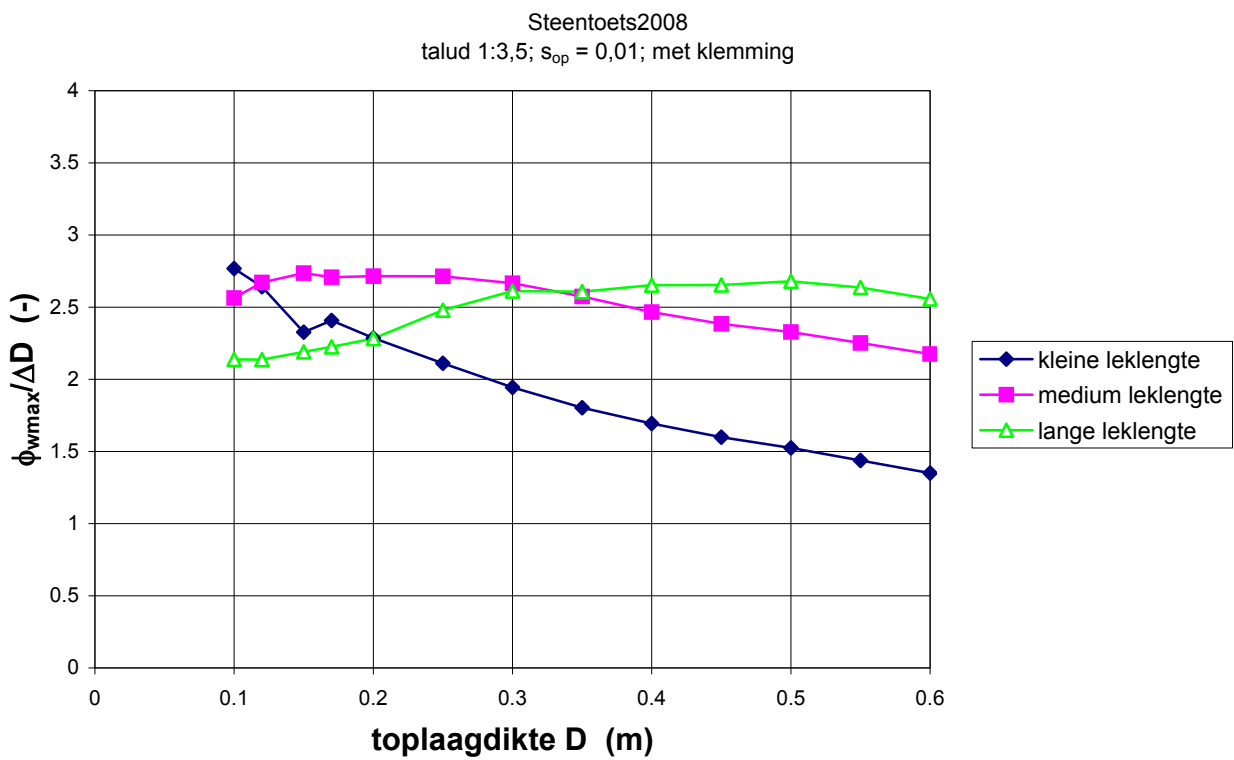
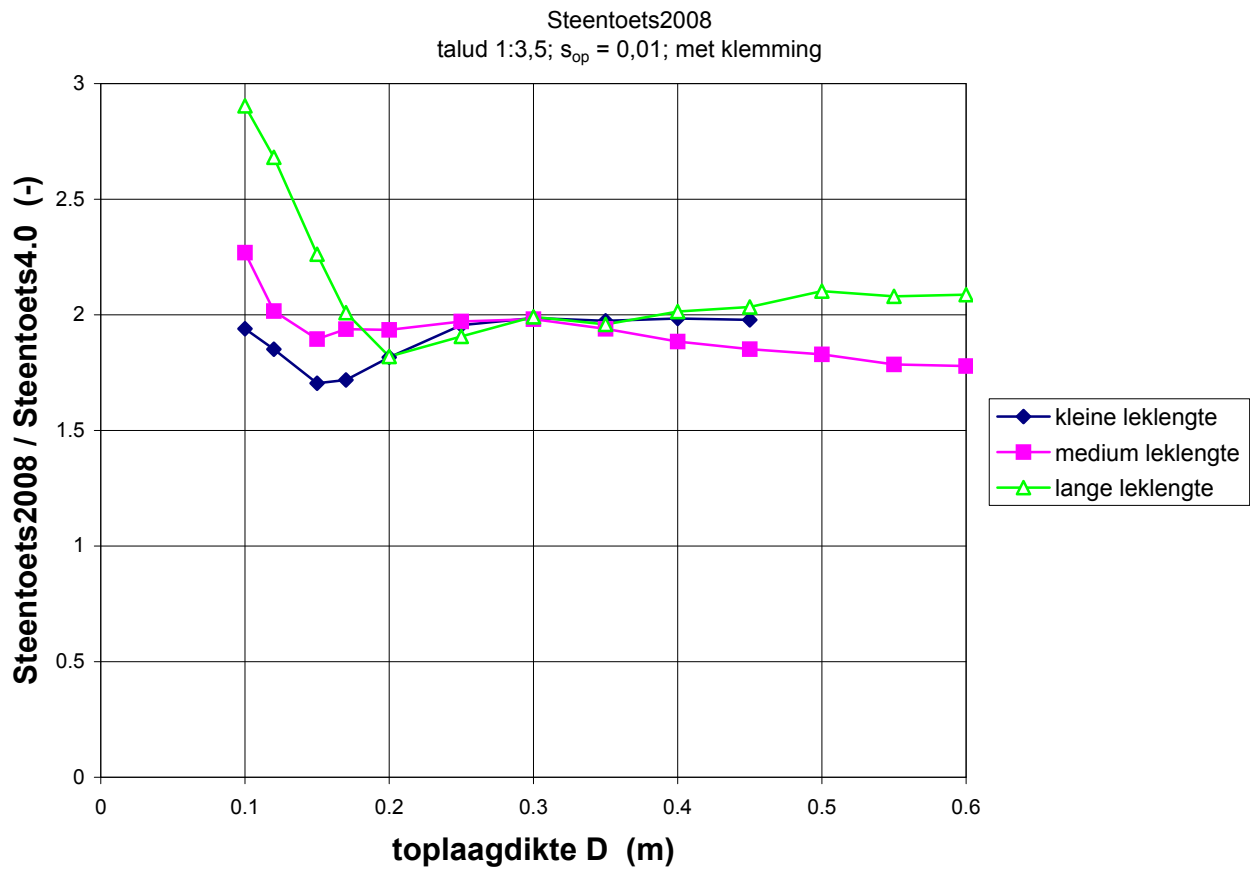
Invloed topplagdikte  
golfsteilheid = 0,01, met klemming

$\xi_{op} = 2,86$

**Deltares**

H4846

FIG. B.32



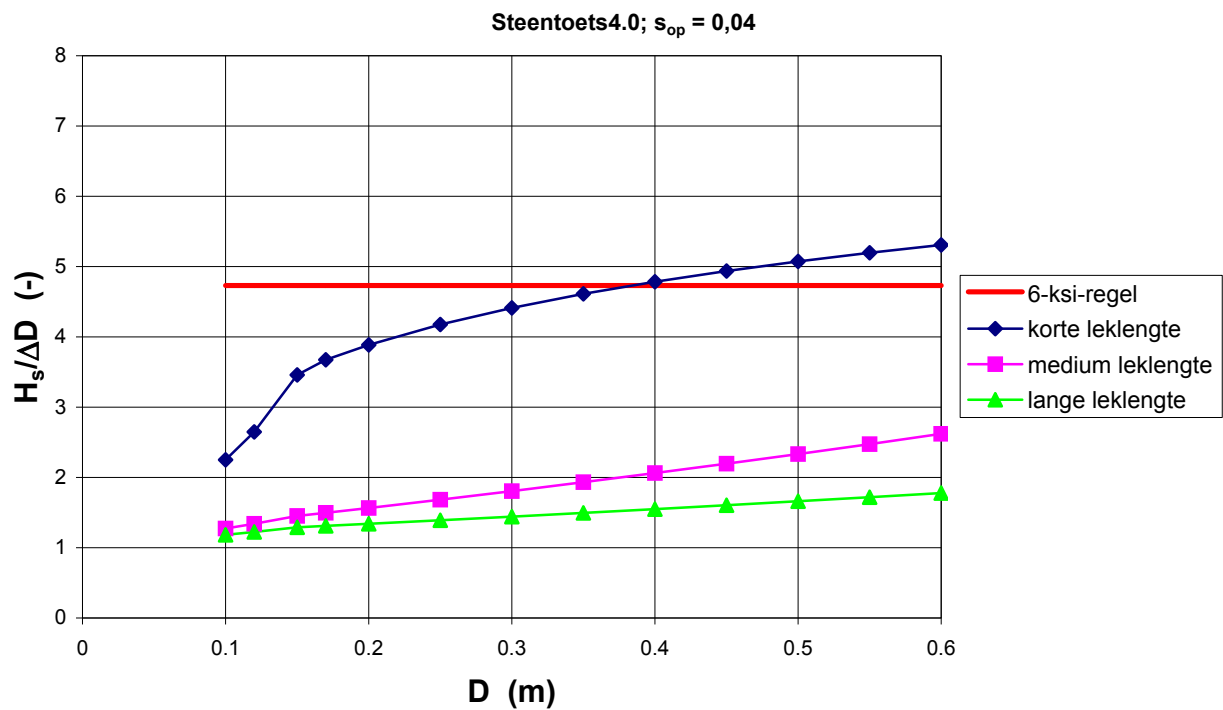
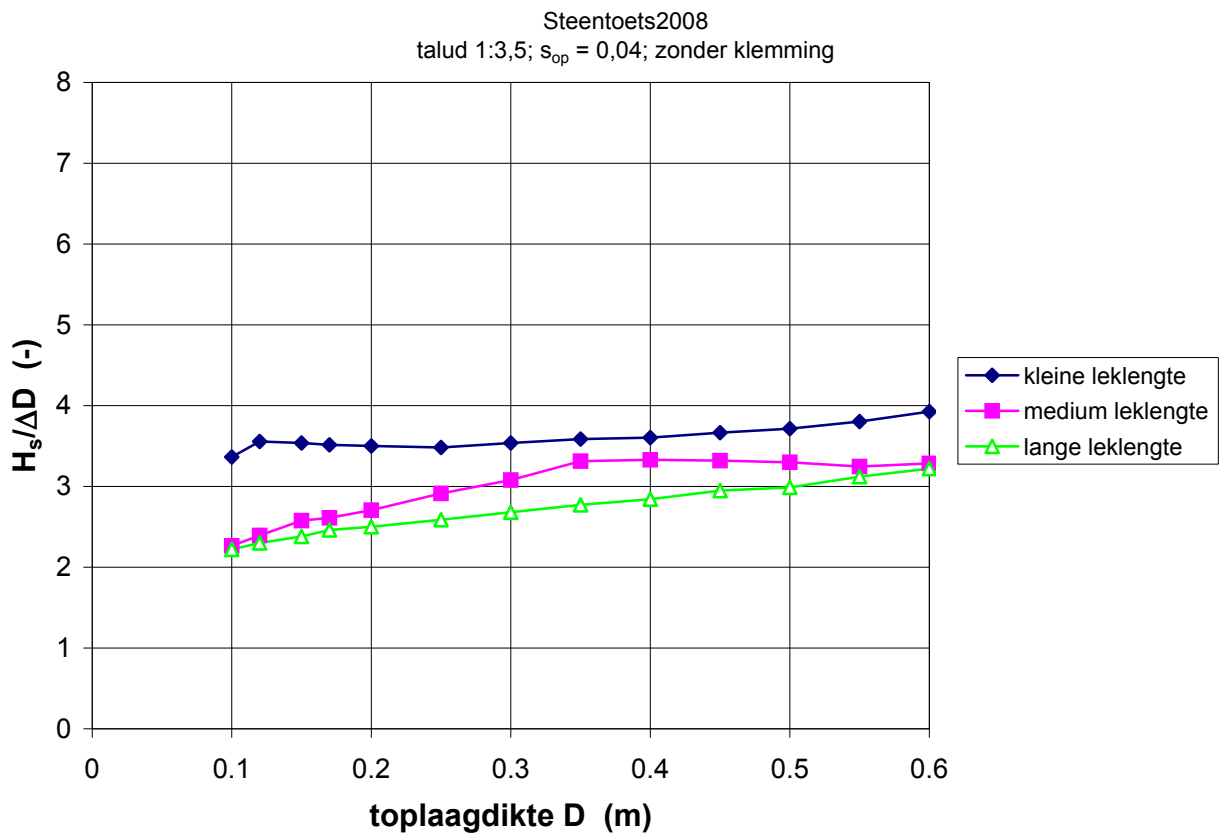
Invloed topplagdikte  
golfsteilheid = 0,01, met klemming

$\xi_{op} = 2,86$

**Deltares**

H4846

FIG. B.33



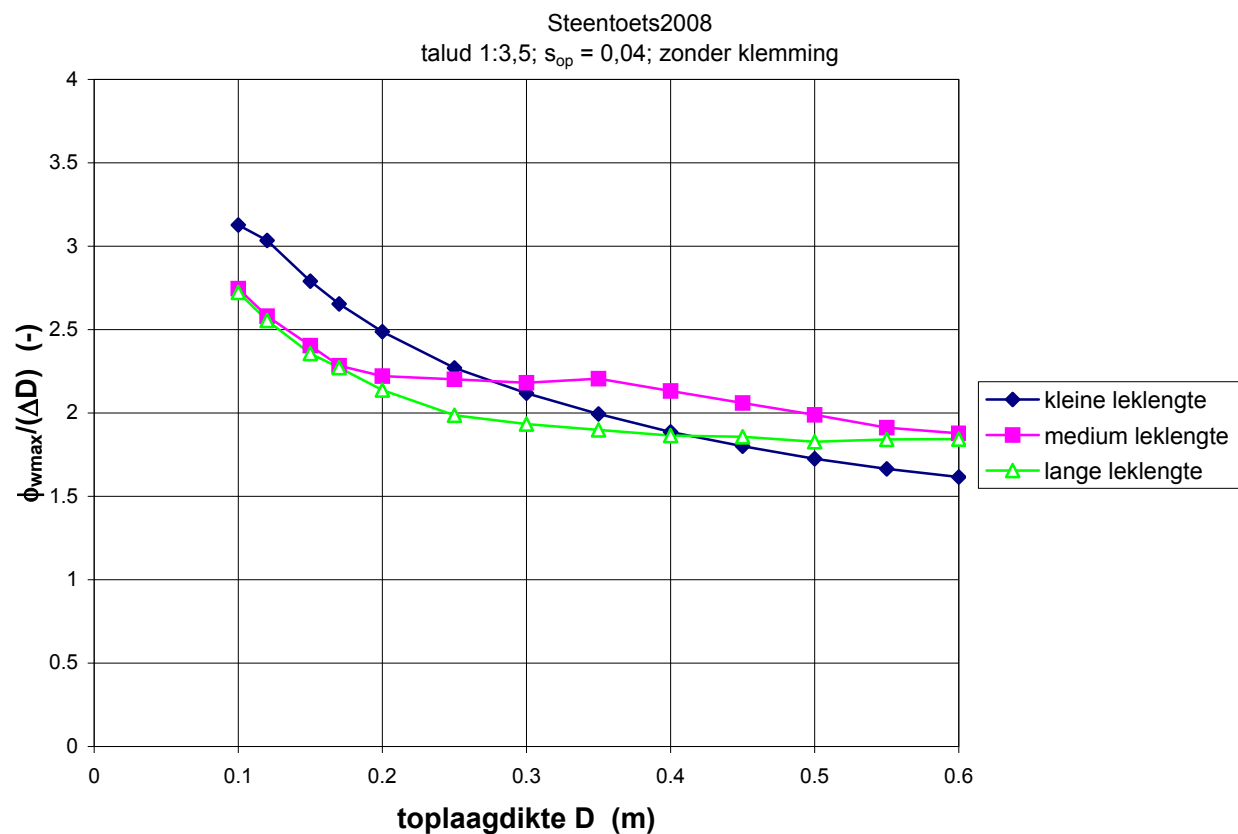
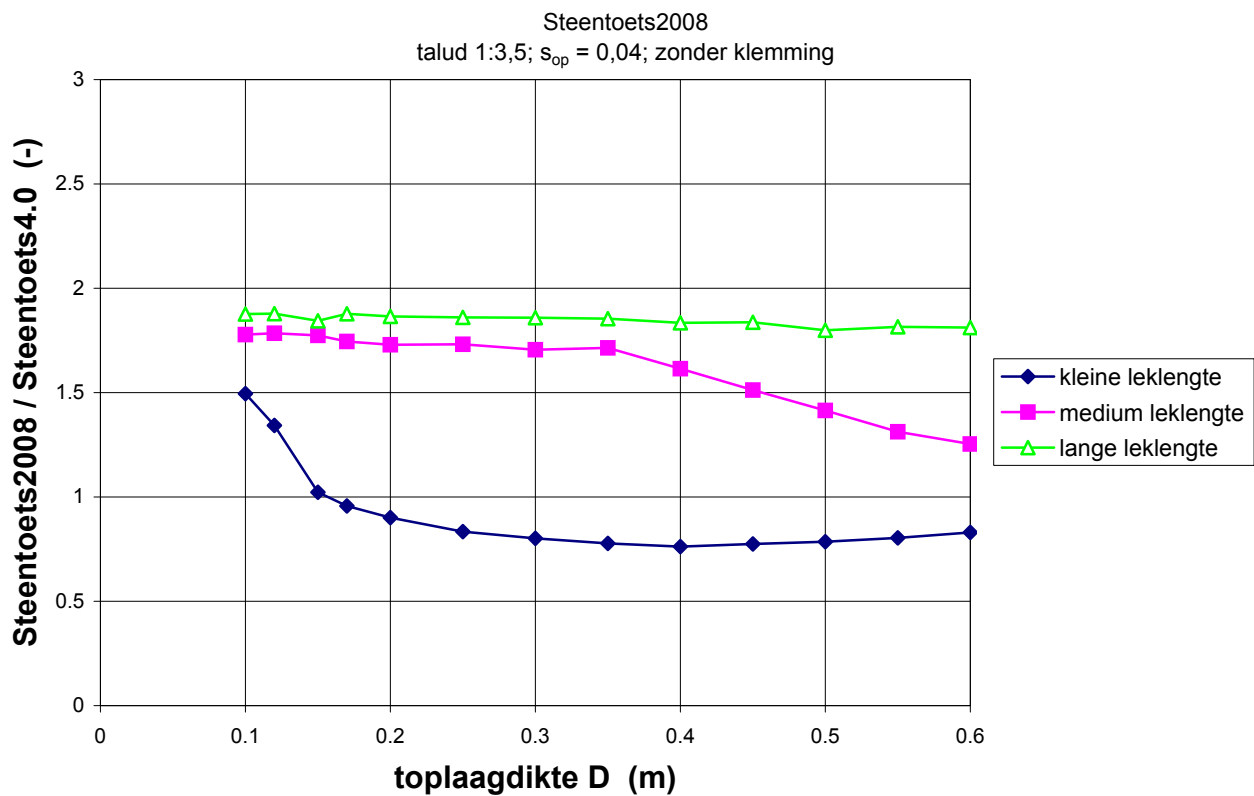
Invloed top laagdikte  
golfsteilheid = 0,04, zonder klemming

$\xi_{op} = 1,43$

**Deltares**

H4846

FIG. B.34



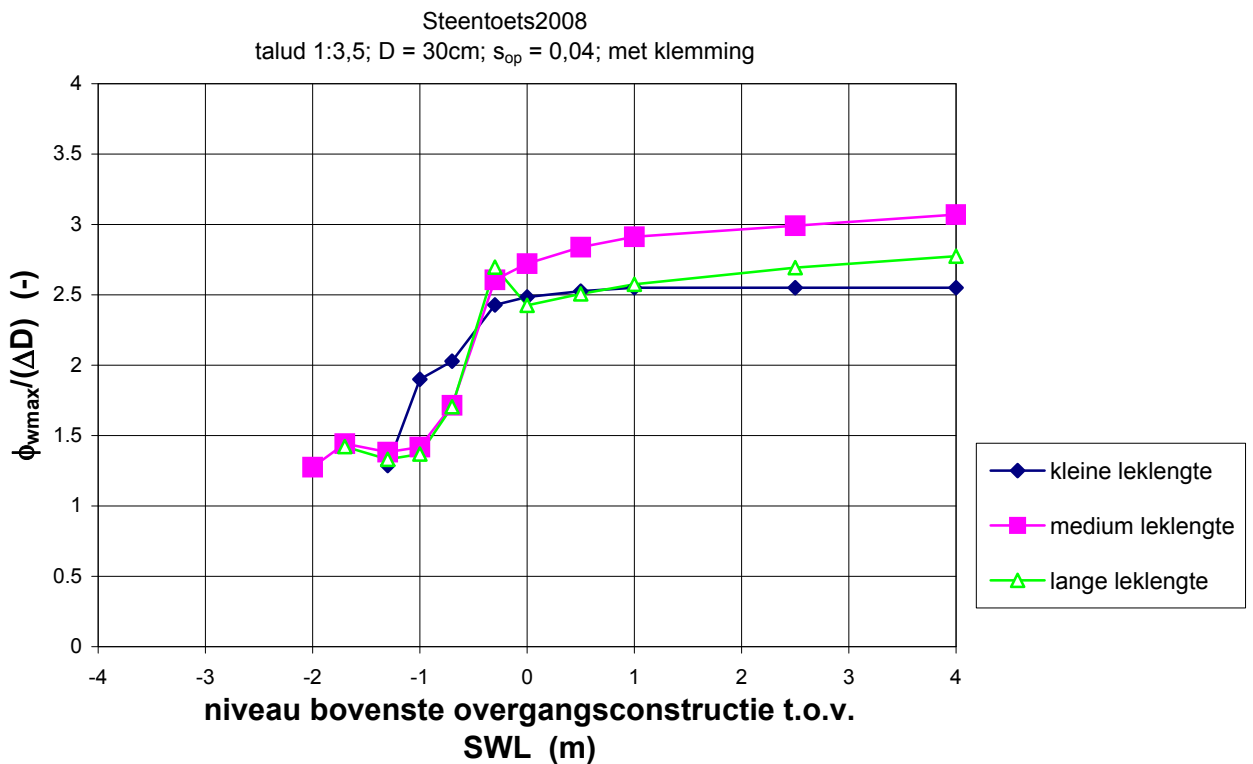
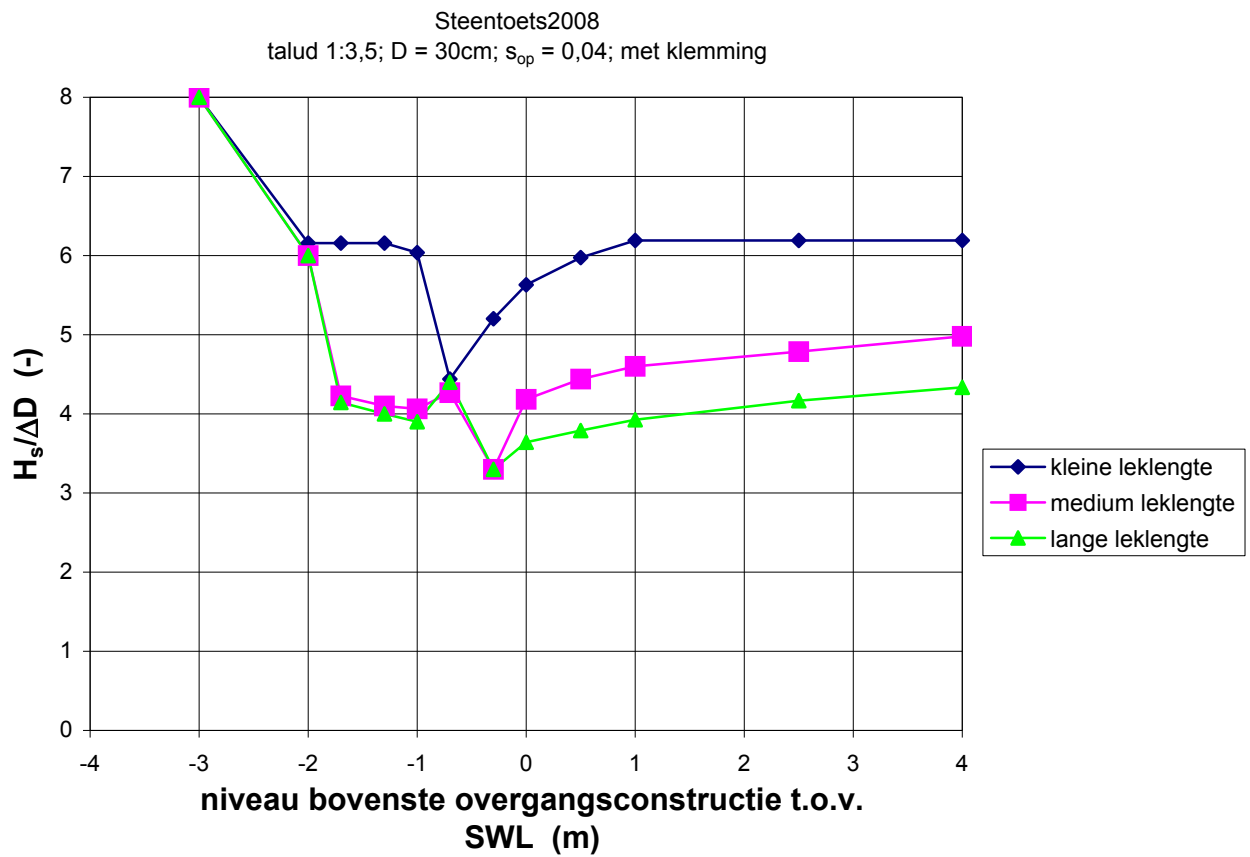
Invloed top laagdikte  
golfsteilheid = 0,04, zonder klemming

$\xi_{op} = 1,43$

**Deltares**

H4846

FIG. B.35

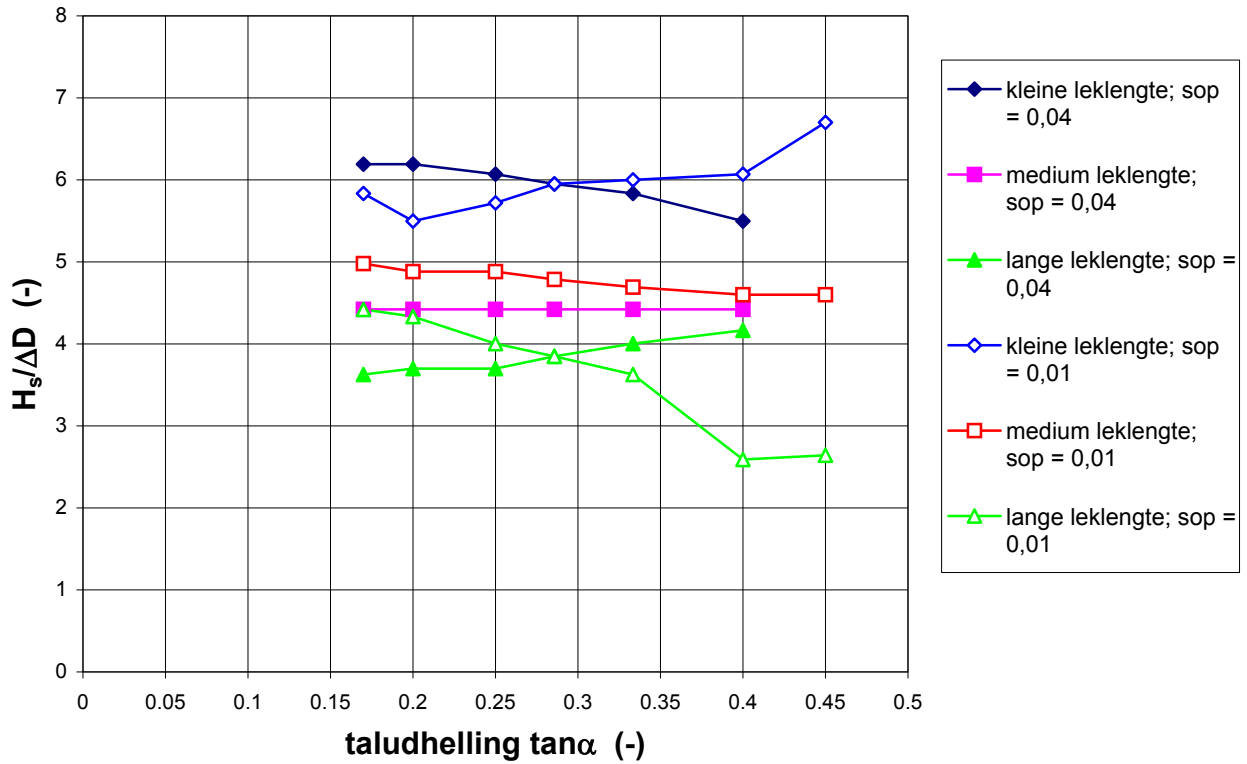


Deze invloed zit niet in Steentoets4.0

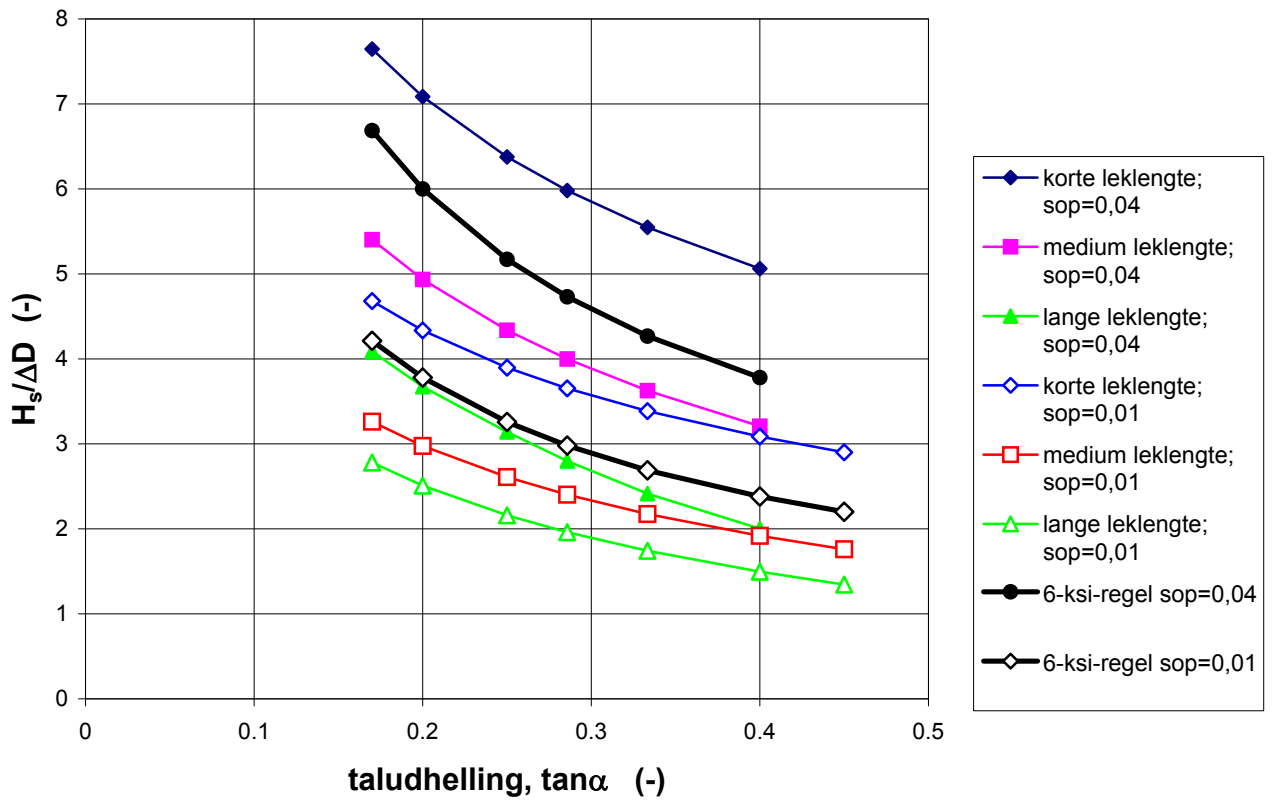
Invloed niveau bovenste overgangsconstructie	$\xi_{op} = 1,43$
<b>Deltares</b>	H4846      FIG. B.36



Steentoets2008  
D = 30cm; met klemming



Steentoets4.0; D = 30cm

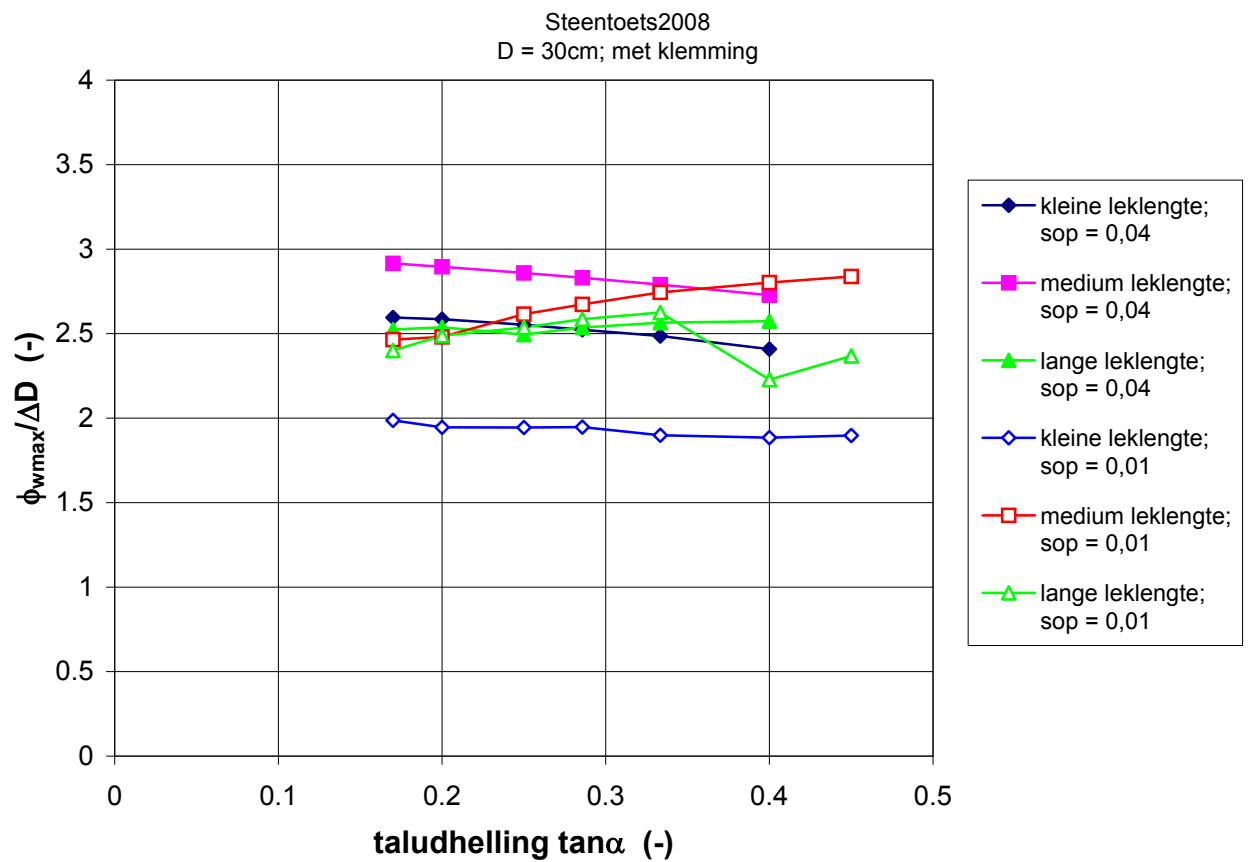
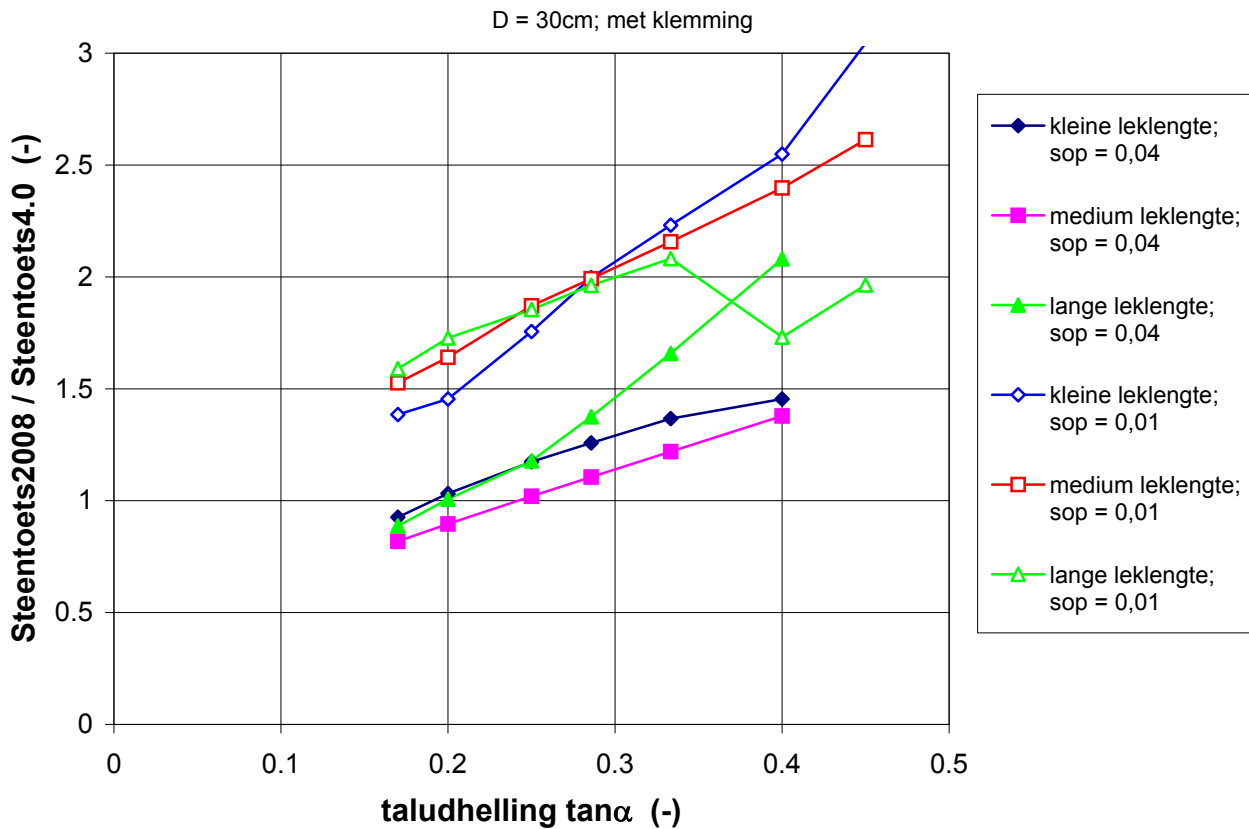


Invloed taludhelling

Deltares

H4846

FIG. B.37



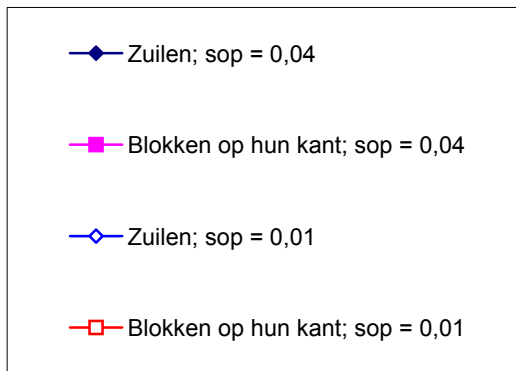
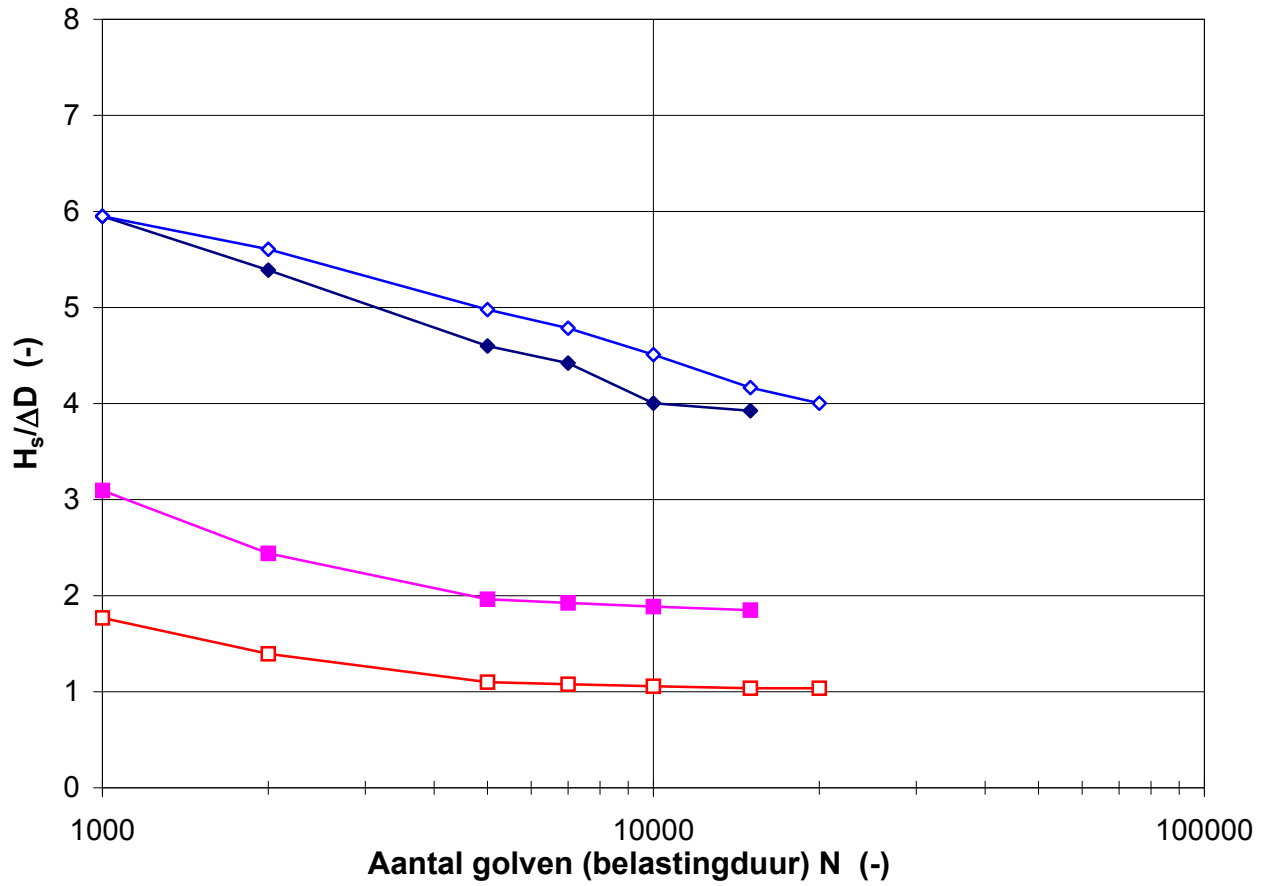
Invloed taludhelling

**Deltares**

H4846

FIG. B.38

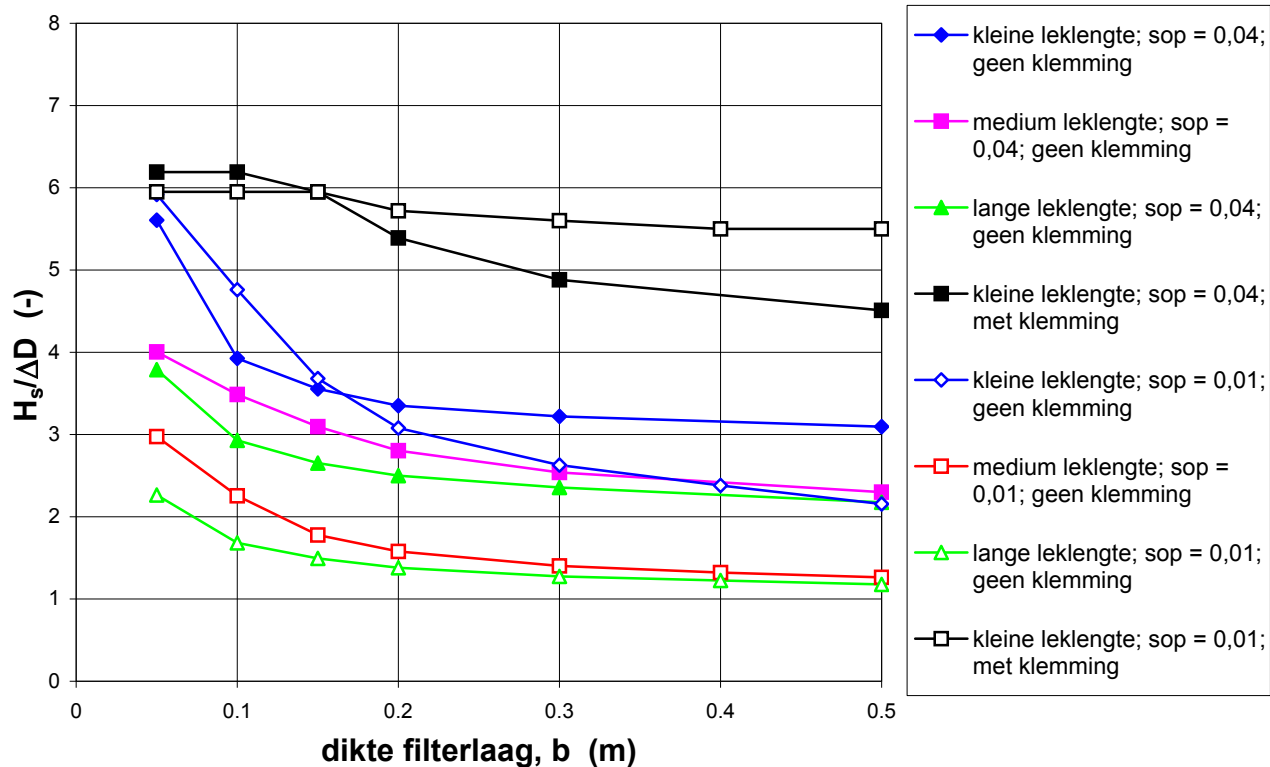
Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5



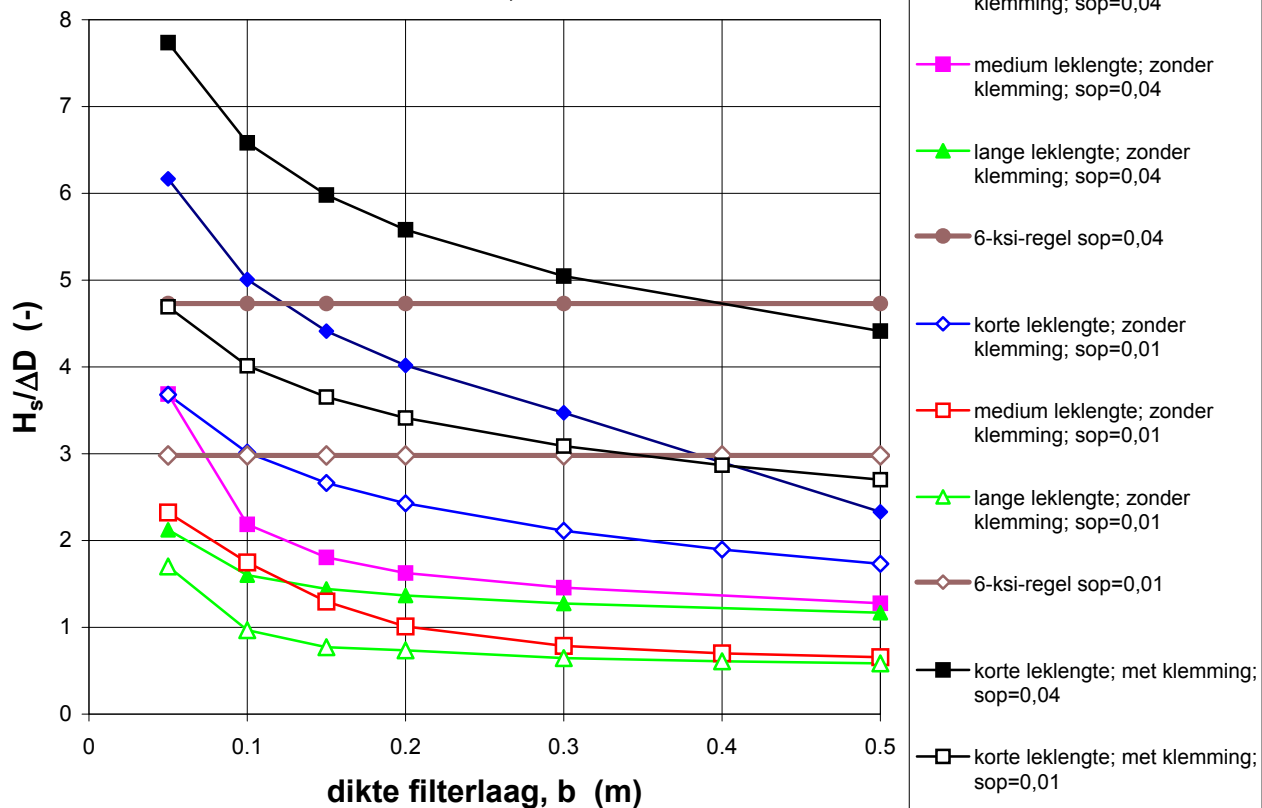
Deze invloed zit niet in Steentoets4.0

Invloed belastingduur (aantal golven)		
<b>Deltares</b>	H4846	FIG. B.39

Steentoets2008  
D = 30cm; talud 1:3,5



Steentoets4.0; D = 30cm

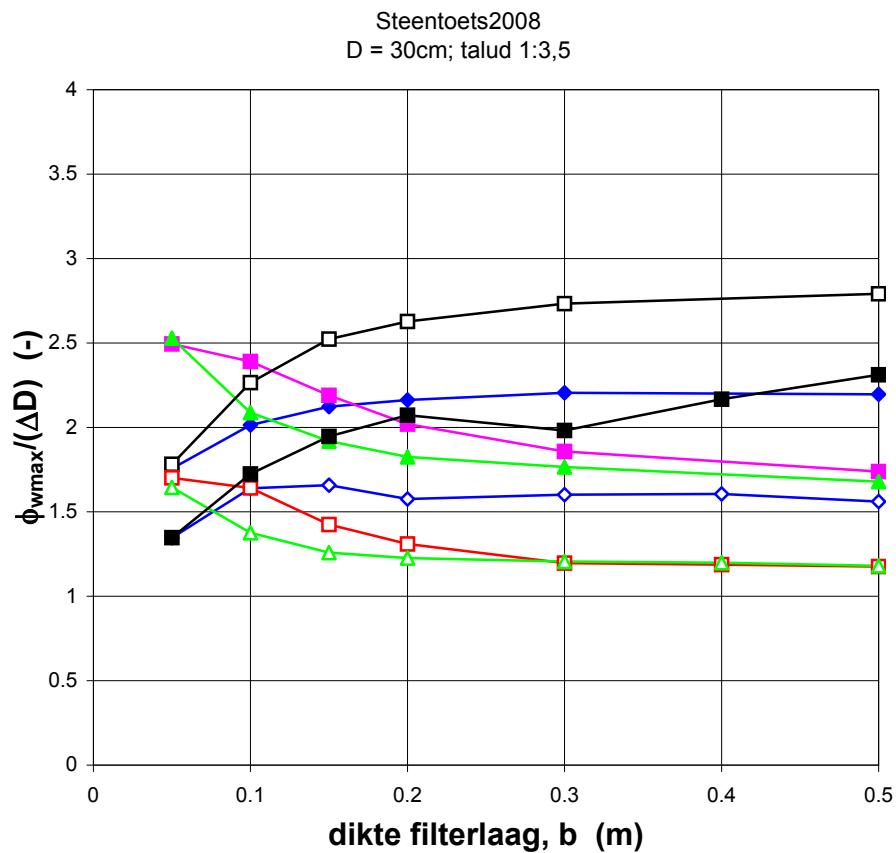
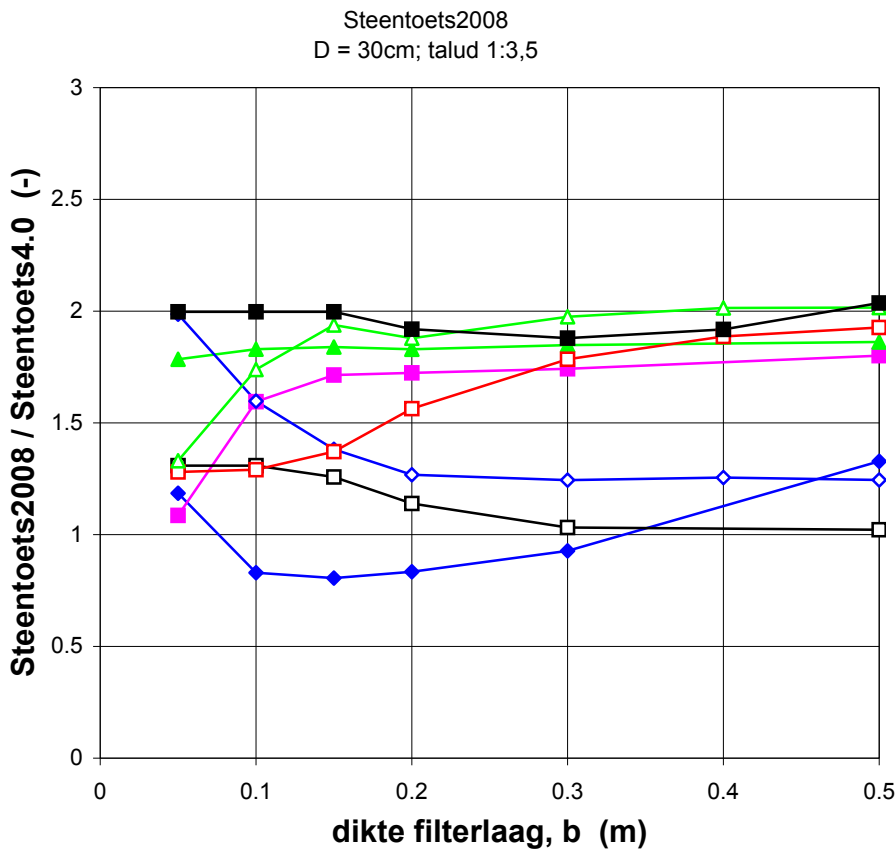


Invloed dikte filterlaag

Deltares

H4846

FIG. B.40



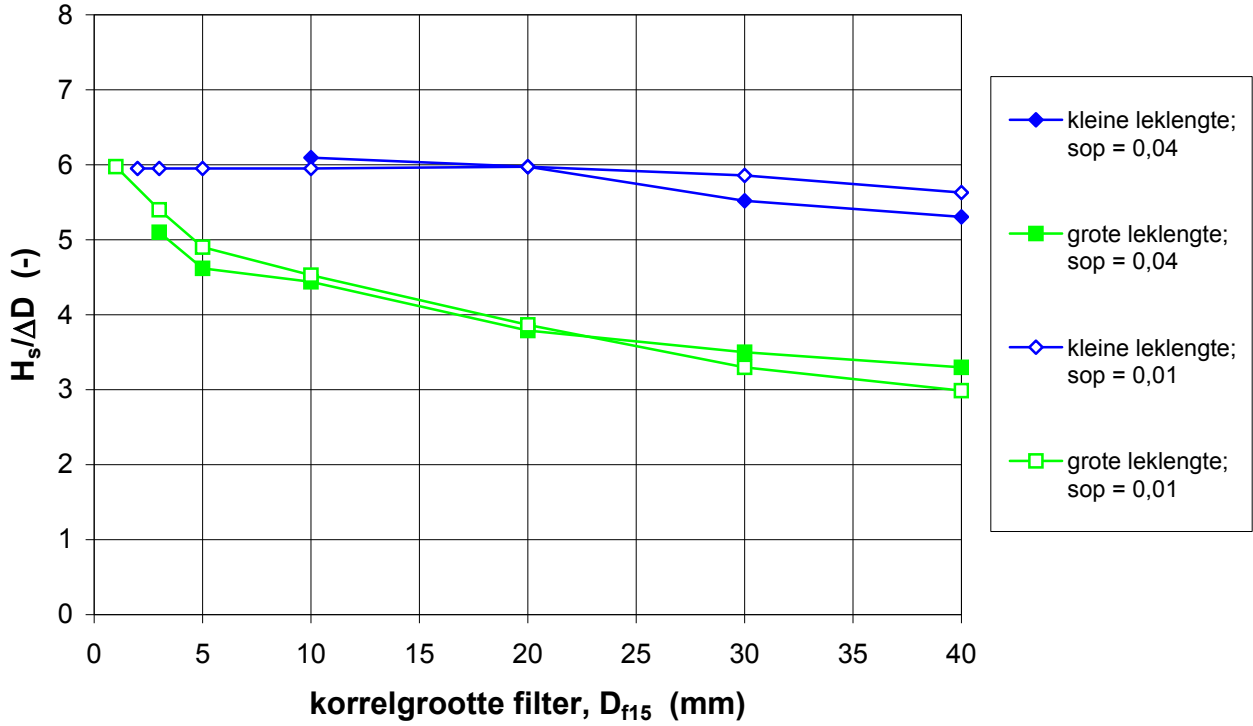
Invloed dikte filterlaag

Deltares

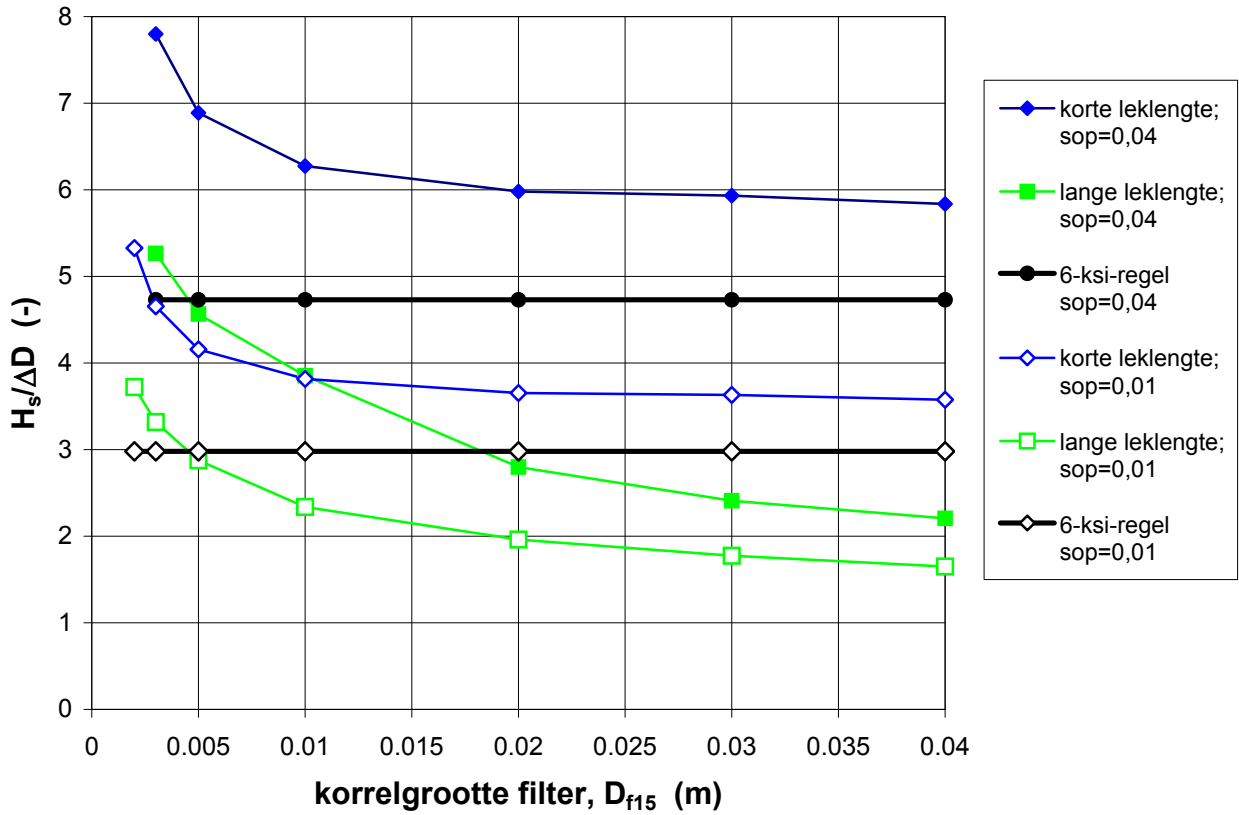
H4846

FIG. B.41

Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm; met klemming



Steentoets4.0; D = 30cm;  $\tan\alpha = 1/3,5$ ; b = 15cm



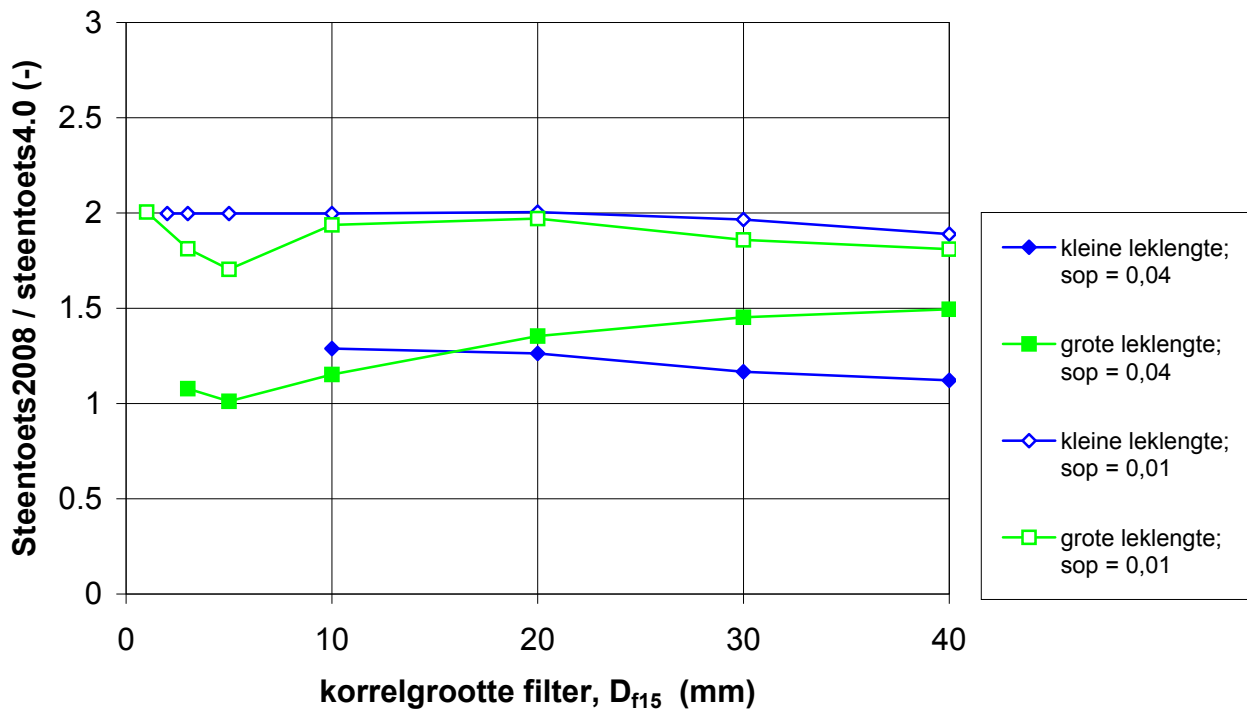
Invloed korrelgrootte filter ( $D_{f15}$ )

Deltares

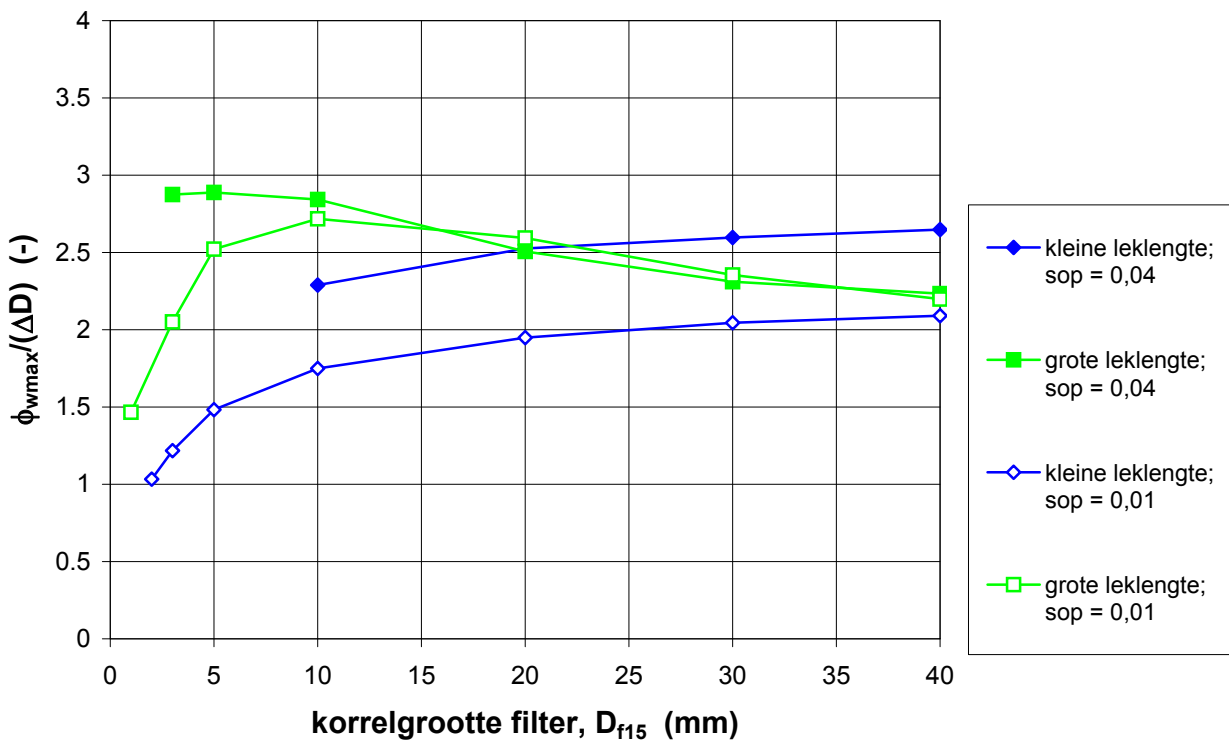
H4846

FIG. B.42

Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm; met klemming



Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm; met klemming



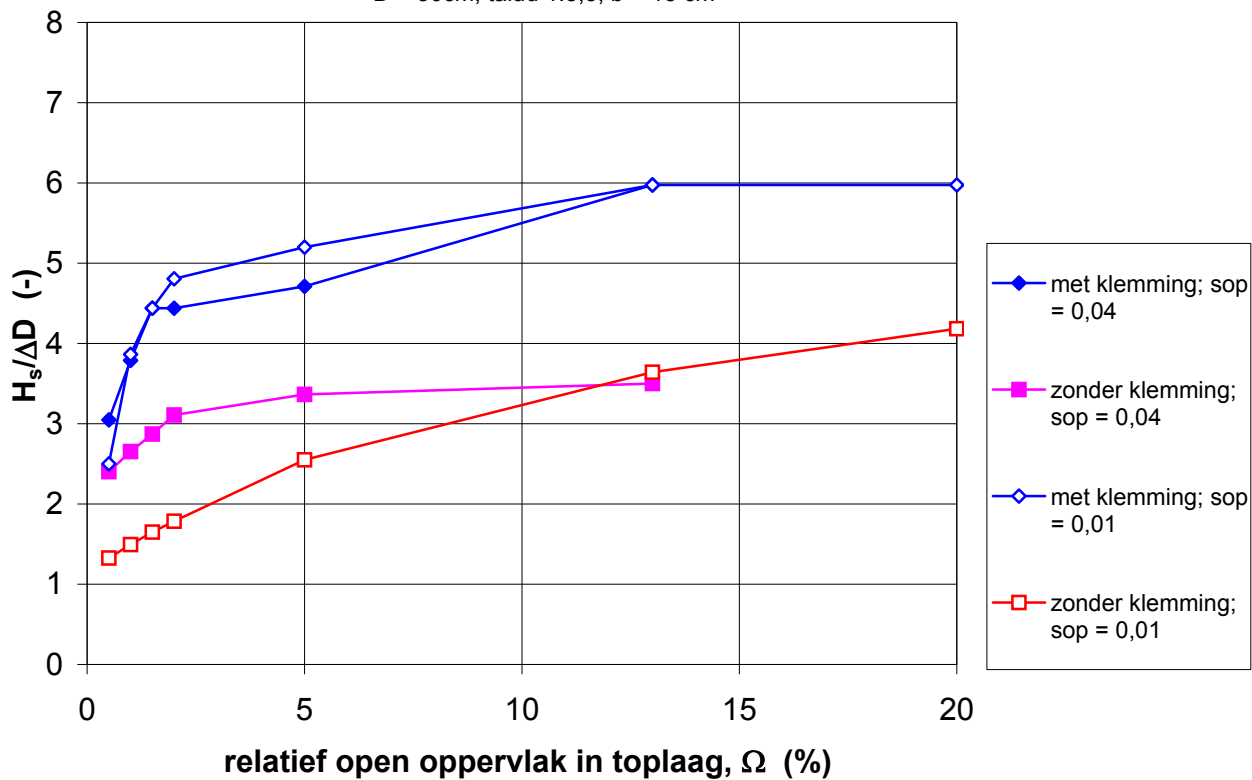
Invloed korrelgrootte filter ( $D_{f15}$ )

Deltares

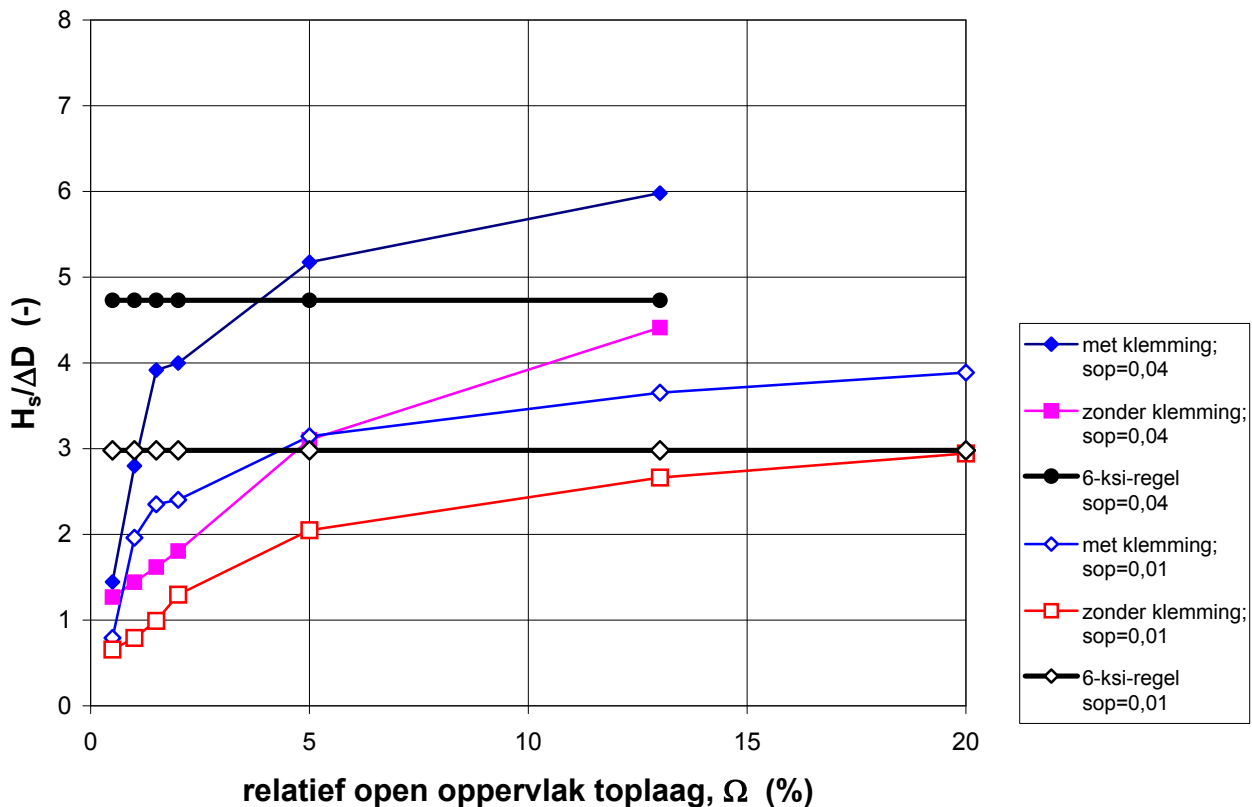
H4846

FIG. B.43

Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm



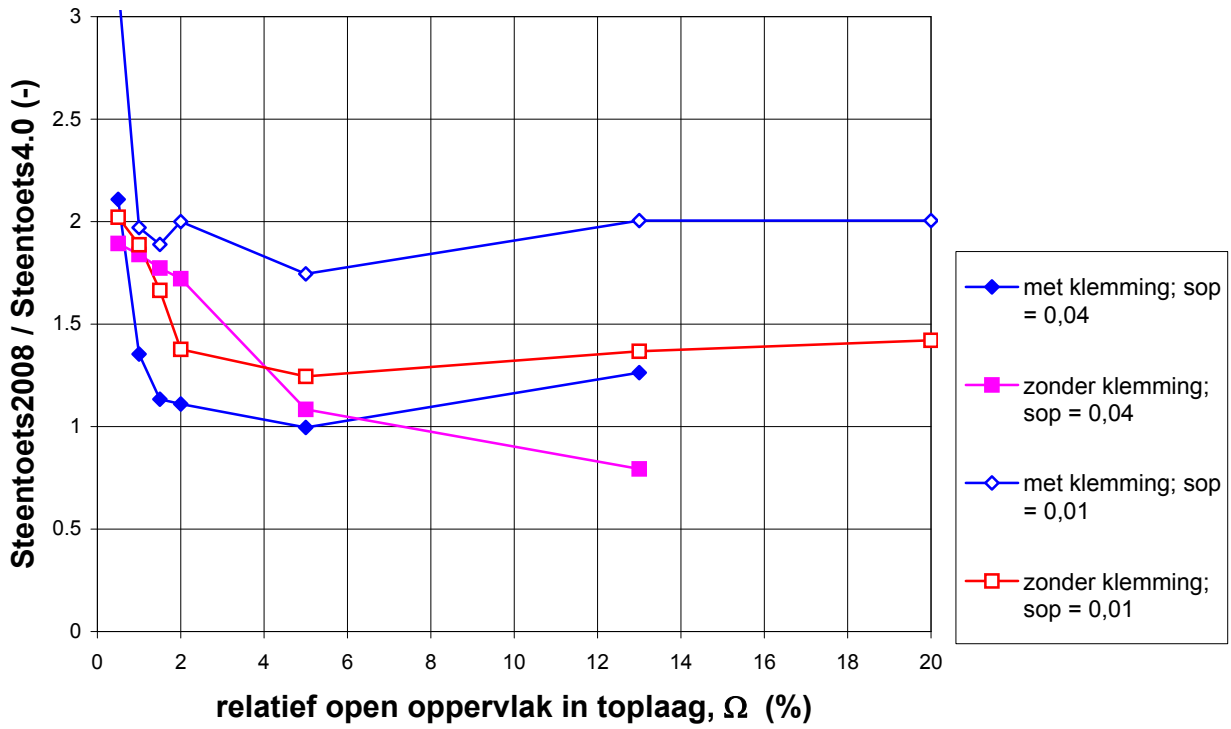
Steentoets4.0; D = 30cm; tan $\alpha$  = 1/3,5; b = 15cm;  $D_{f15}$  = 20mm



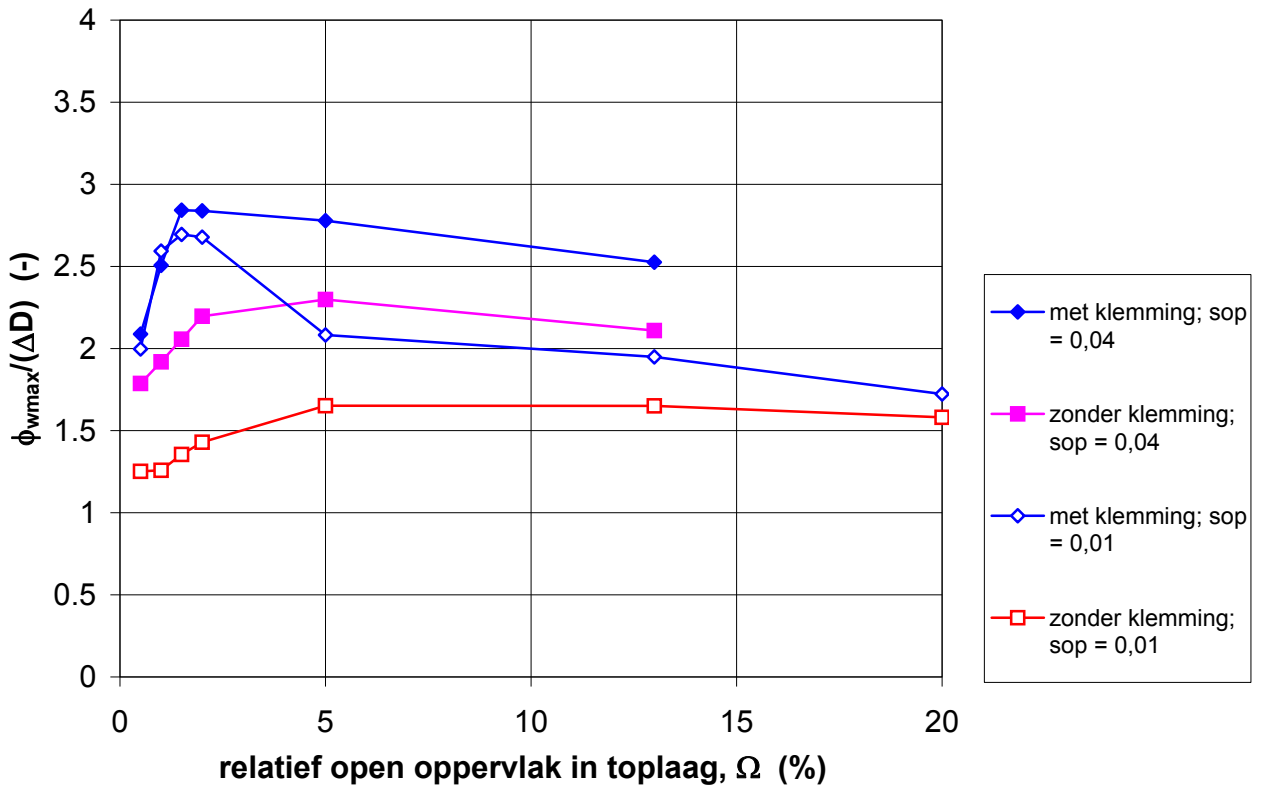
Invloed relatief open oppervlak in de toplaag ( $\Omega$ )



Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm

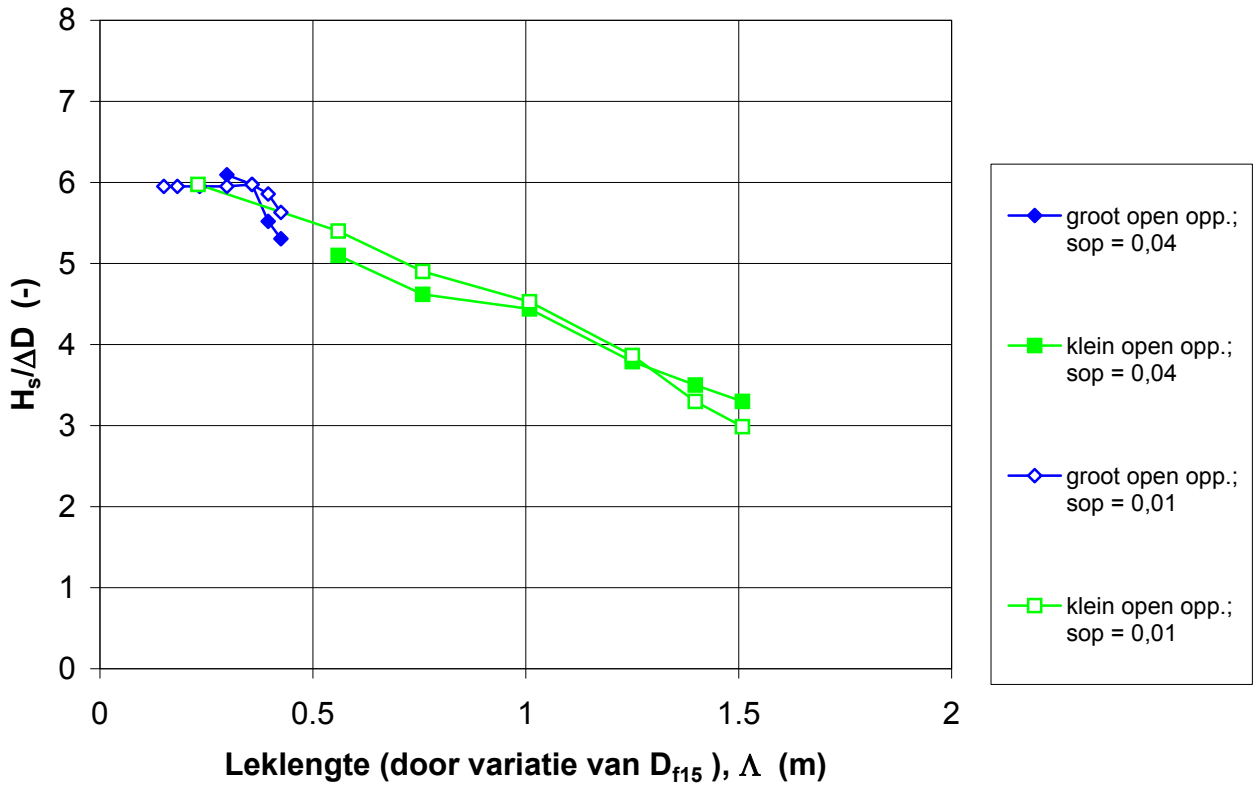


Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm

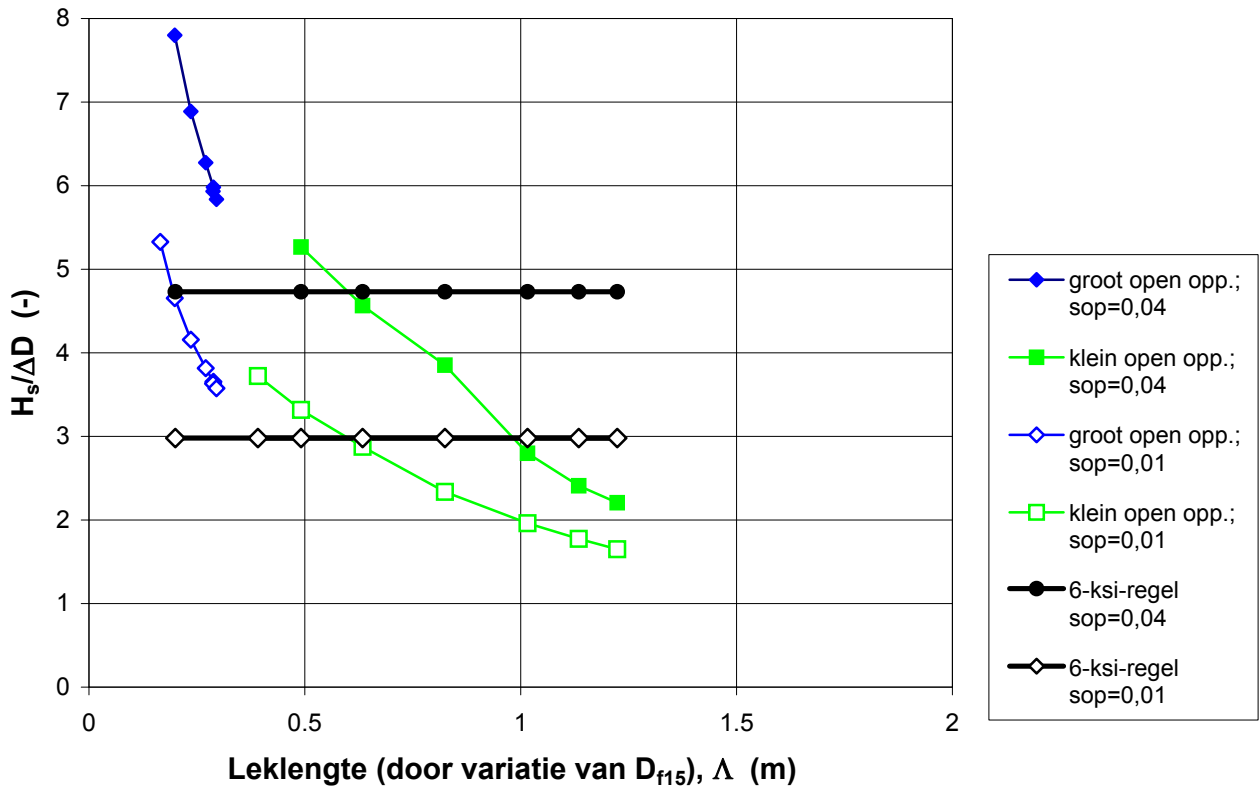


Invloed relatief open oppervlak in de toplaag ( $\Omega$ )

Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm; met klemming



Steentoets4.0; D = 30cm; tan $\alpha$  = 1/3,5; b = 15cm; met klemming



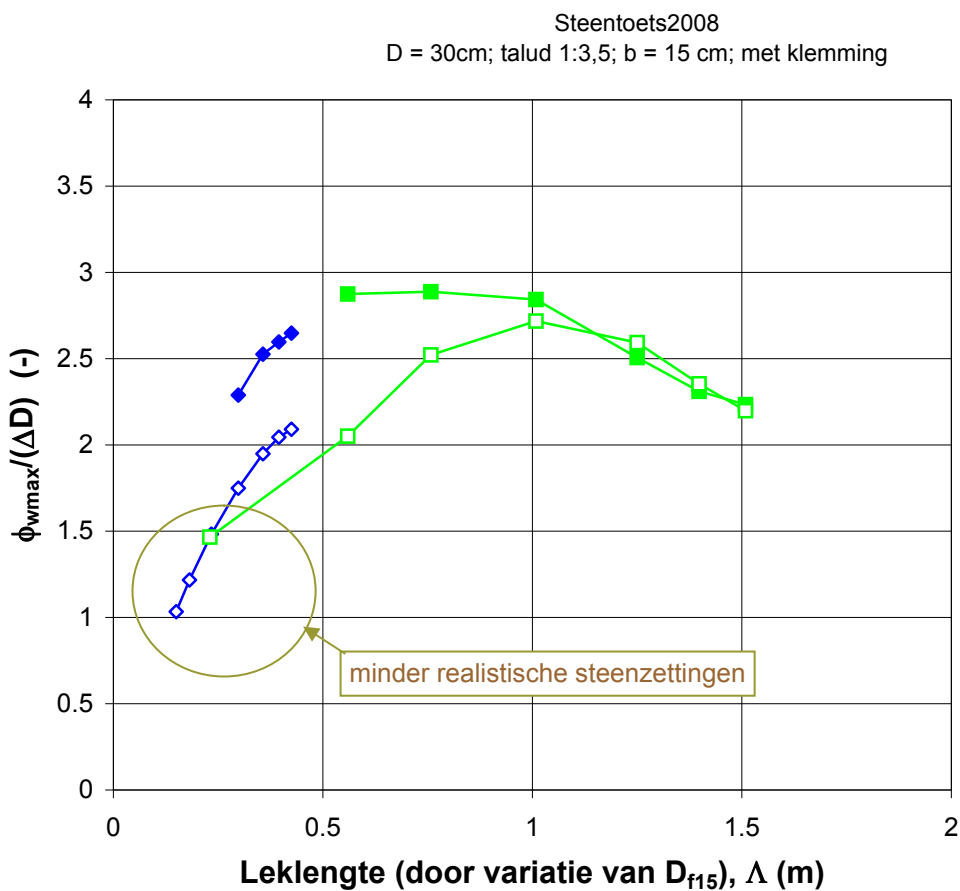
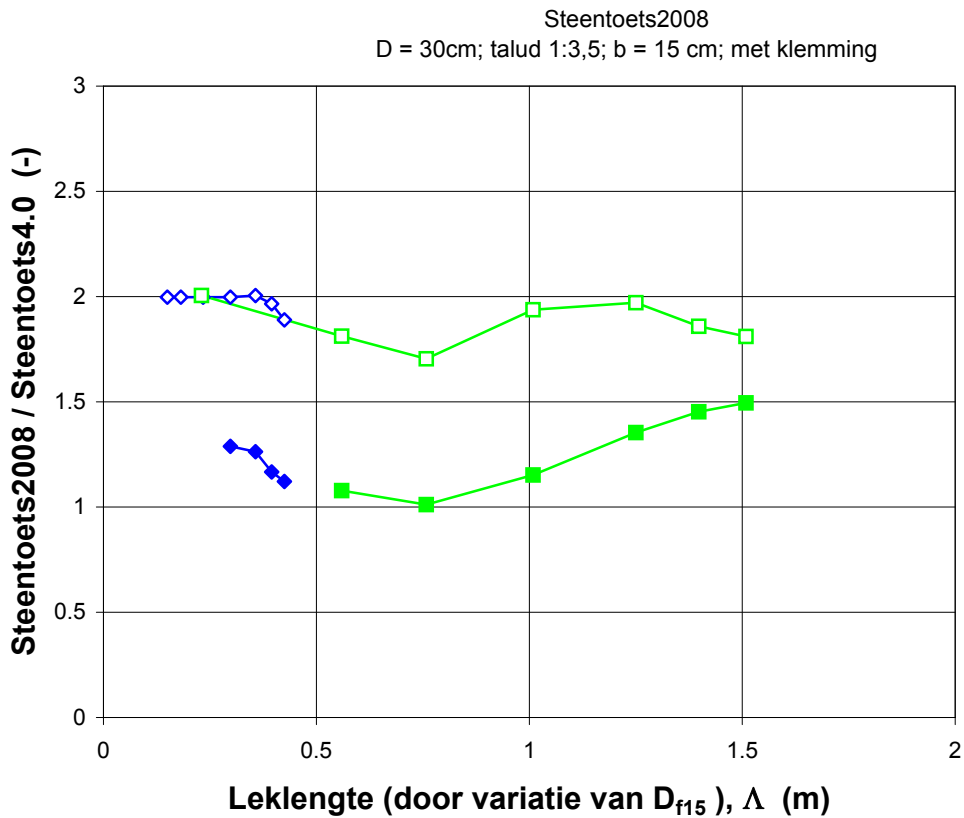
Door verschillen in de formules is de lek lengte in Steentoets2008 anders dan in Steentoets4.0, bij dezelfde invoer.

Invloed lek lengte ( $\Lambda$ )  
 Door variatie van korrelgrootte filter  $D_{f15}$

Deltares

H4846

FIG. B.46



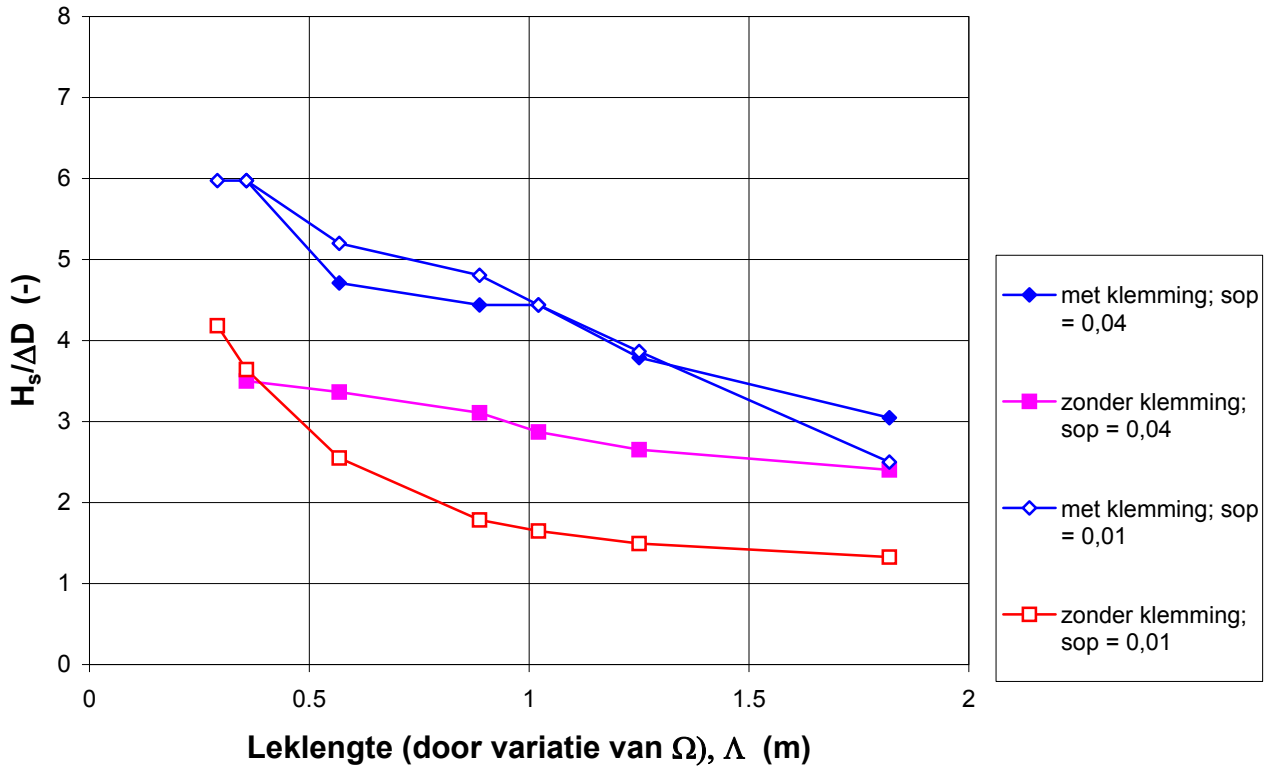
Invloed lek lengte ( $\Lambda$ )  
Door variatie van korrelgrootte filter  $D_{f15}$

**Deltares**

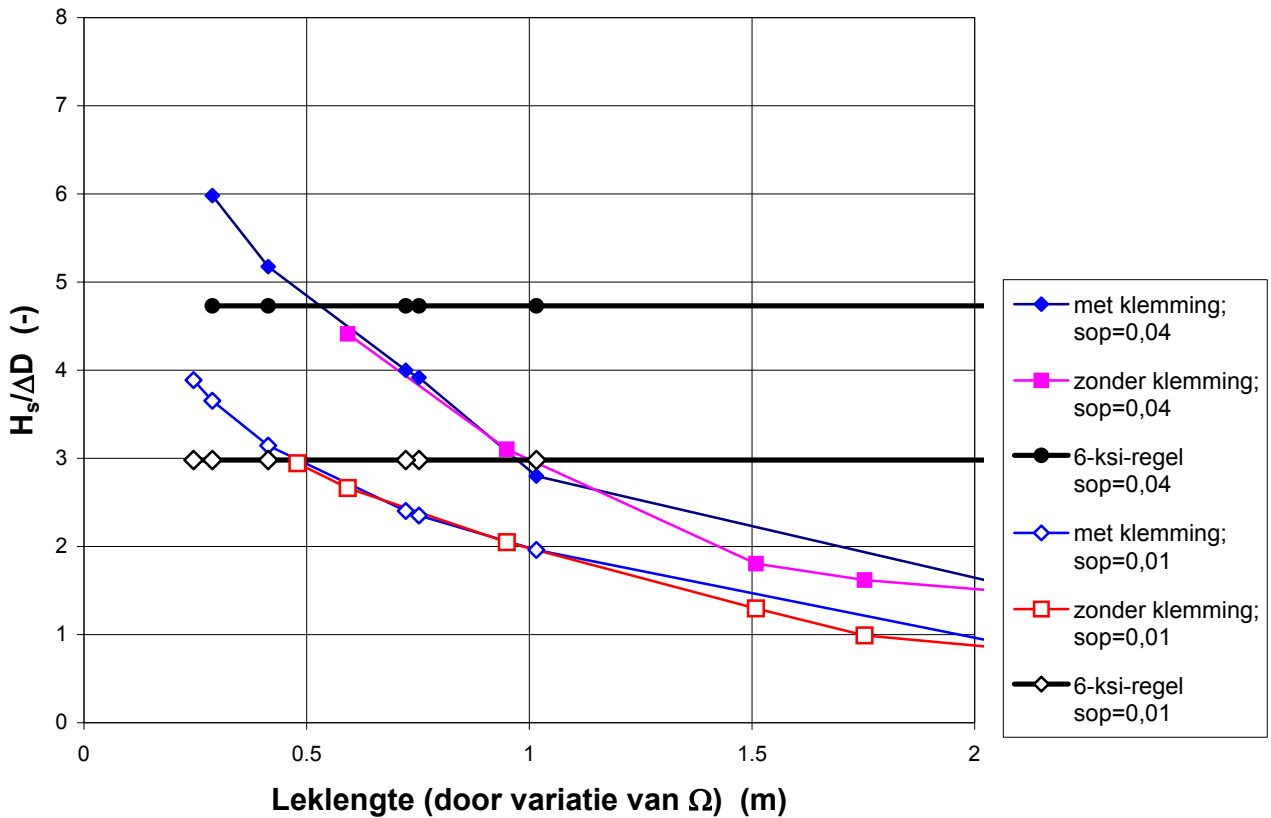
H4846

FIG. B.47

Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm



Steentoets4.0; D = 30cm; tanα = 1/3,5; b = 15cm; D<sub>f15</sub> = 20mm



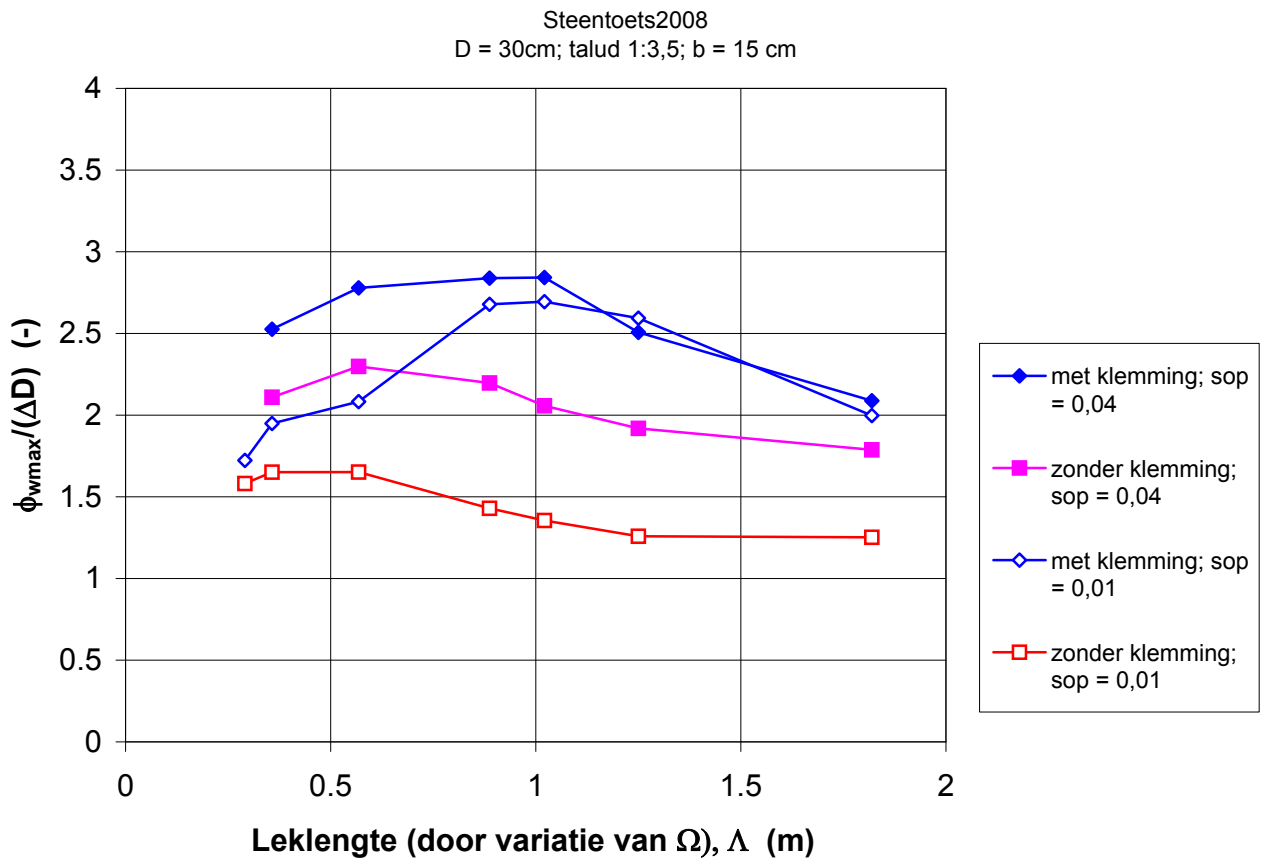
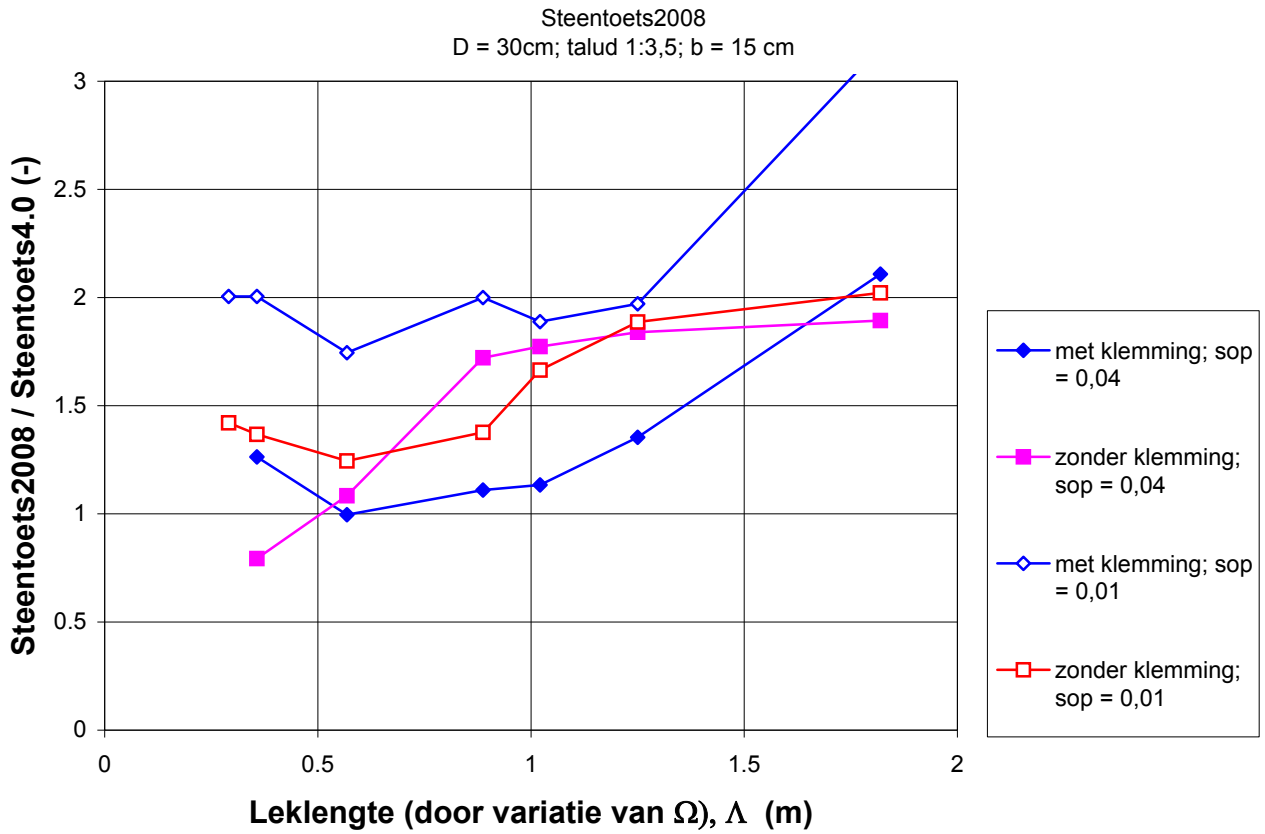
Door verschillen in de formules is de lek lengte in Steentoets2008 anders dan in Steentoets4.0, bij dezelfde invoer.

Invloed lek lengte ( $\Lambda$ )  
 Door variatie van open oppervlak toplaag  $\Omega$

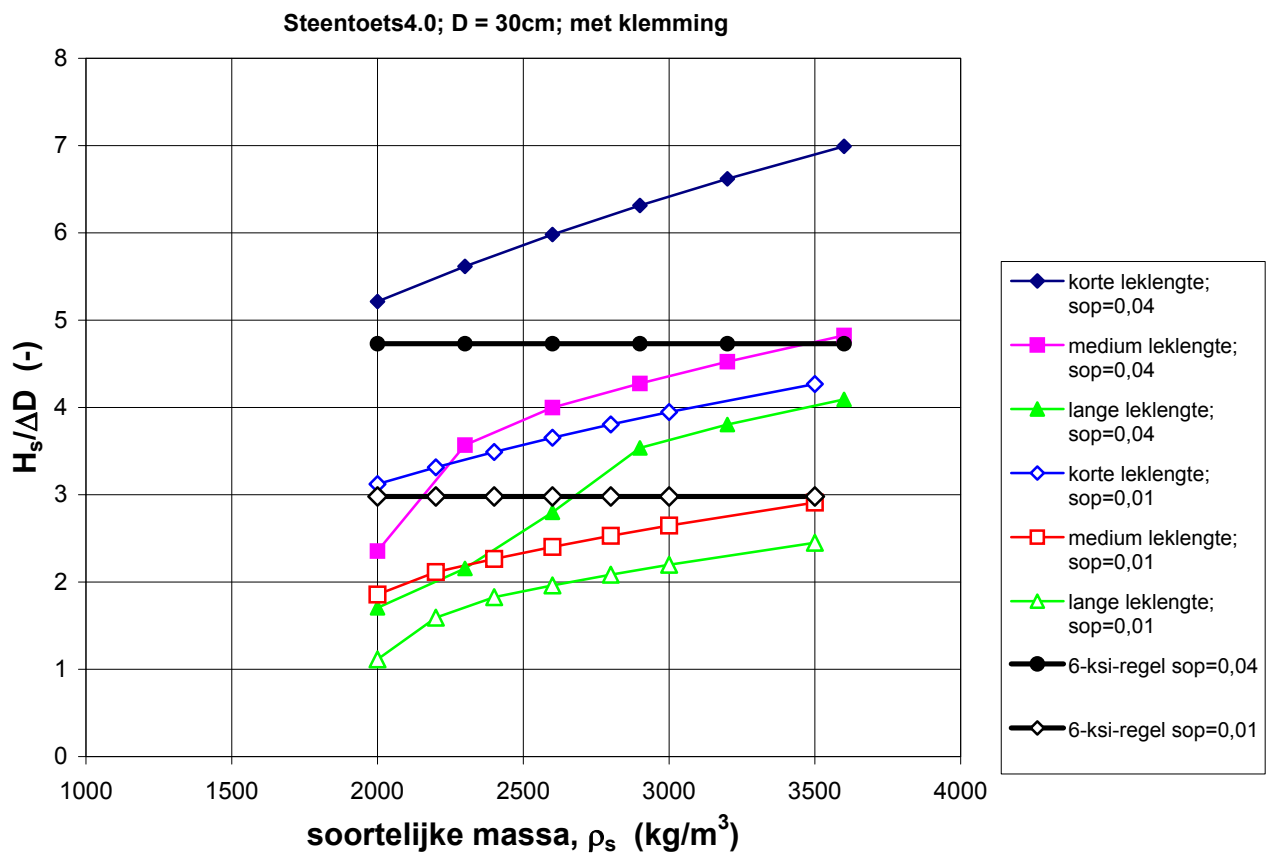
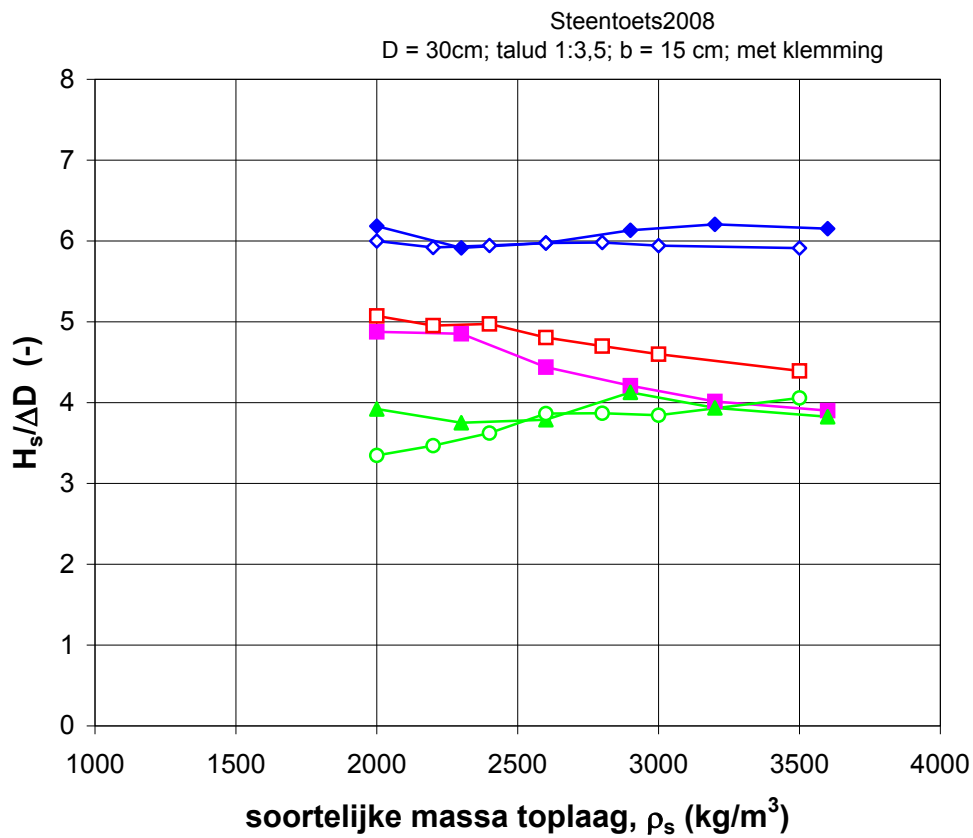
Deltares

H4846

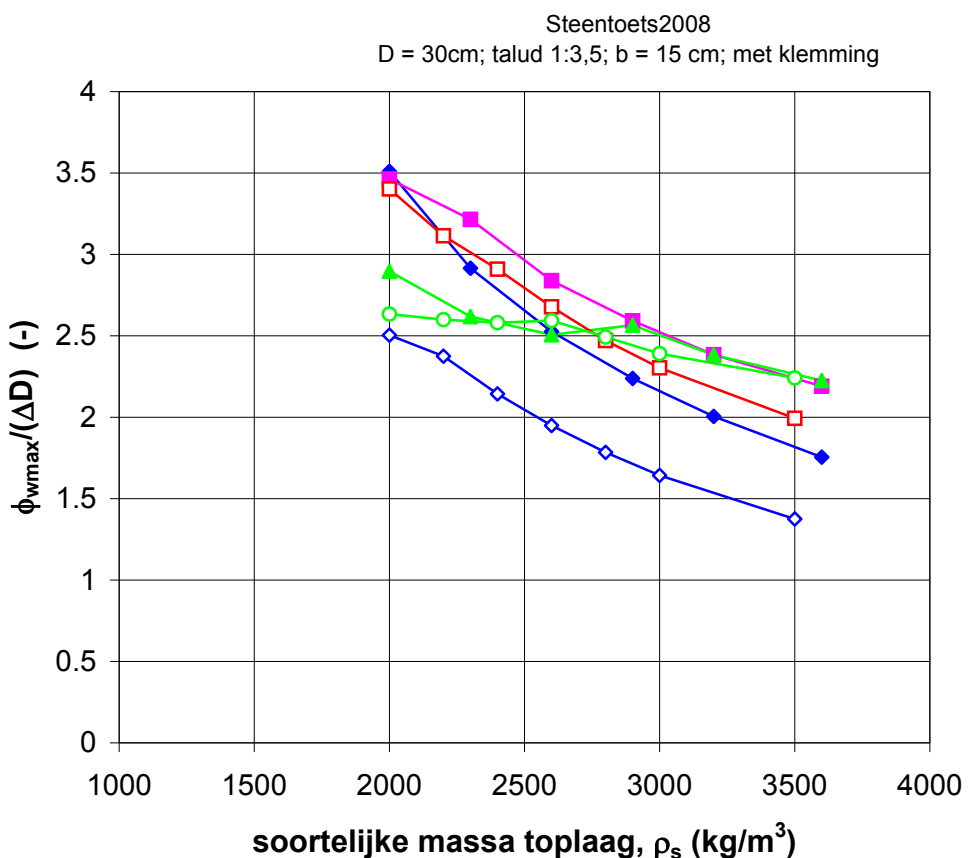
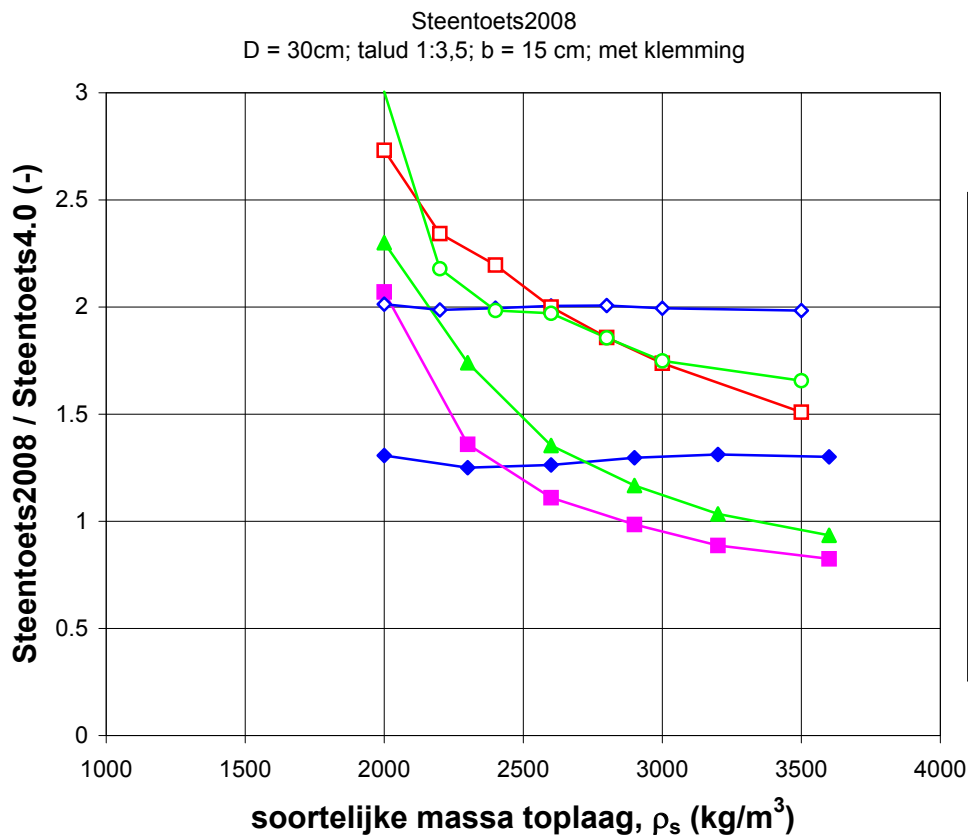
FIG. B.48



Invloed leklengte ( $\Delta$ )  
Door variatie van open oppervlak toplaag  $\Omega$



Invloed soortelijke massa van de toplaag ( $\rho_s$ )  
met klemming



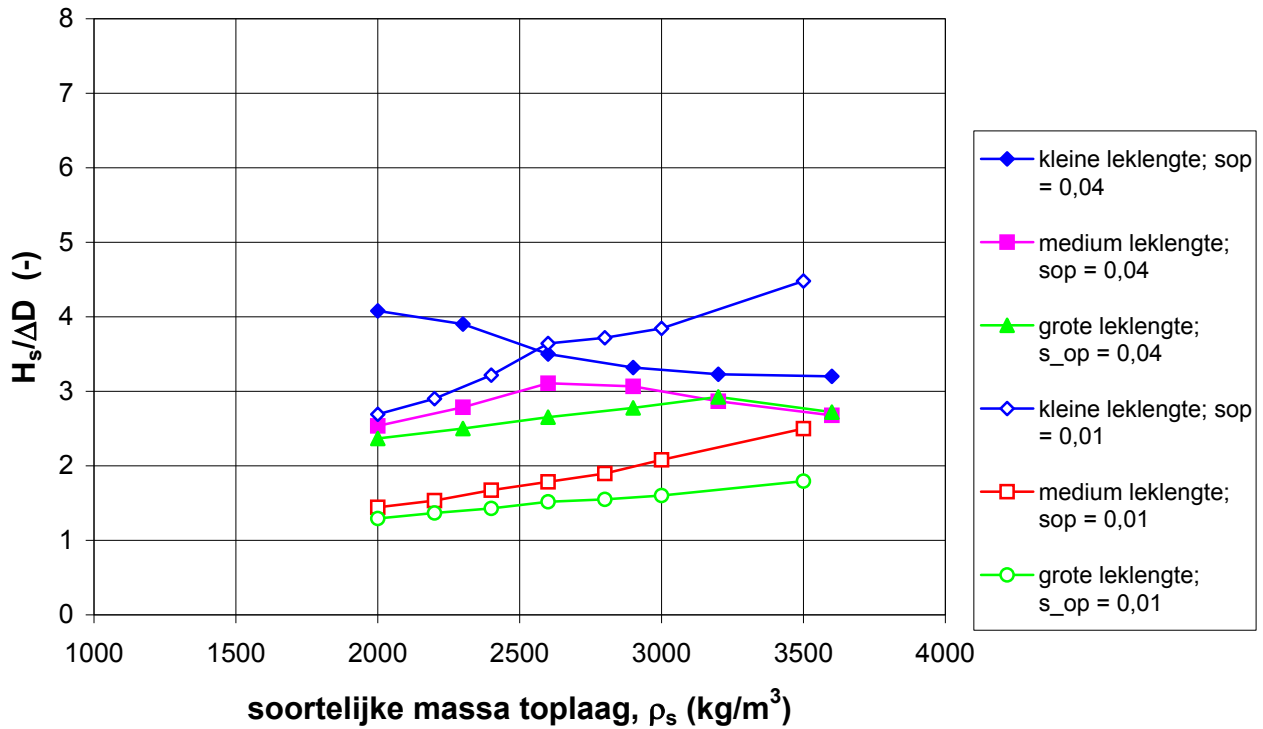
Invloed soortelijke massa van de toplaag ( $\rho_s$ )  
met klemming

**Deltares**

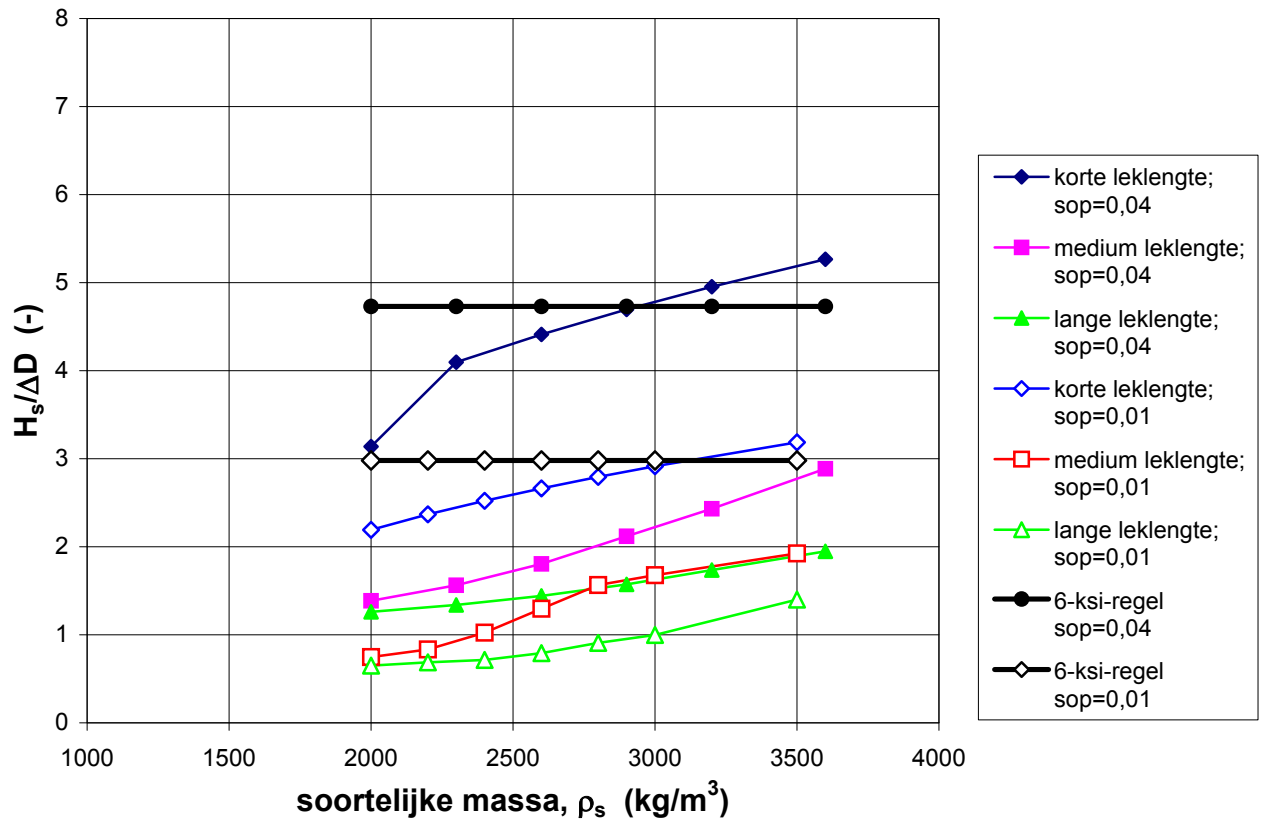
H4846

FIG. B.51

Steentoets2008  
 D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm; zonder klemming

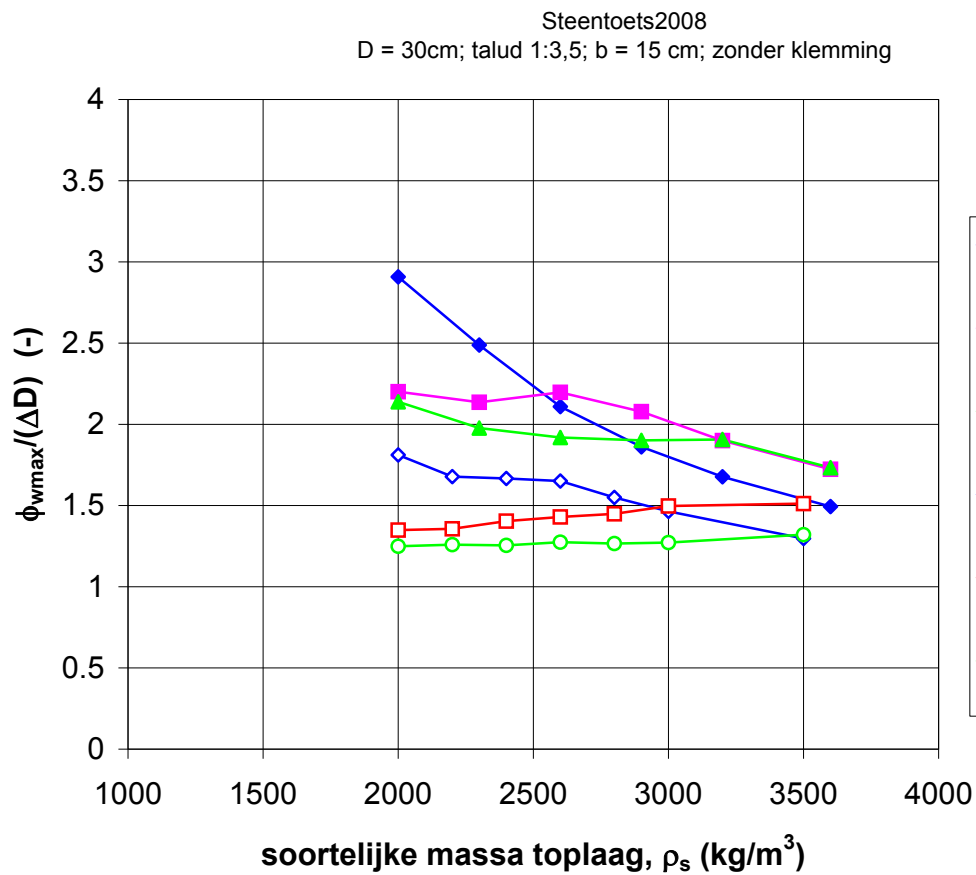
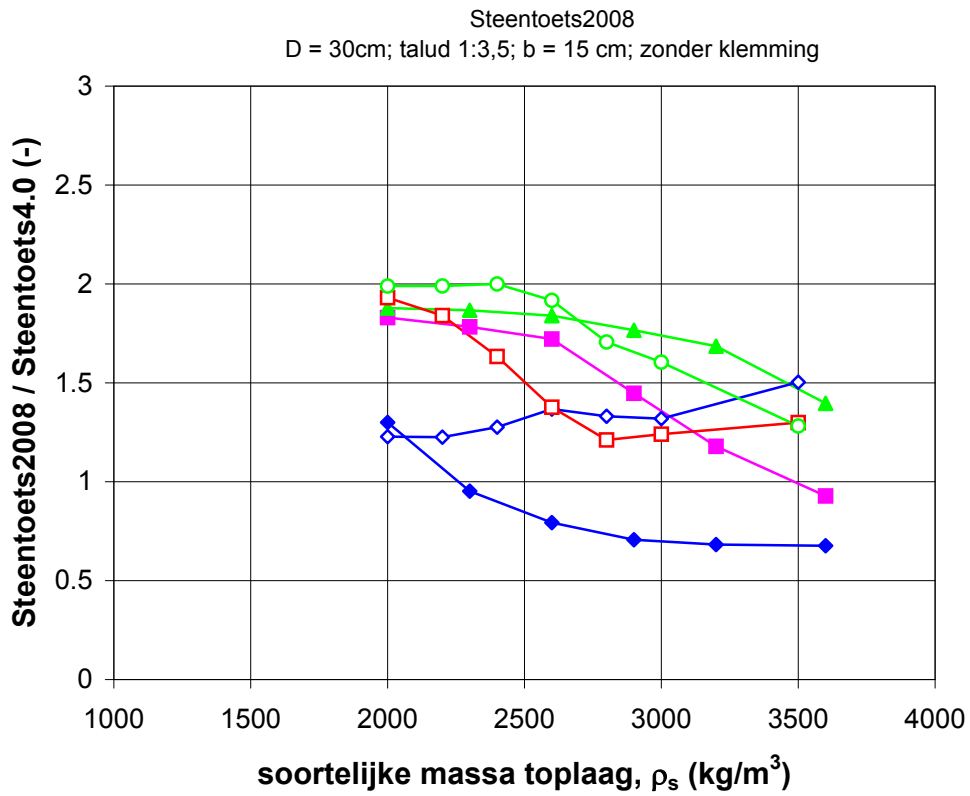


Steentoets4.0; D = 30cm; zonder klemming



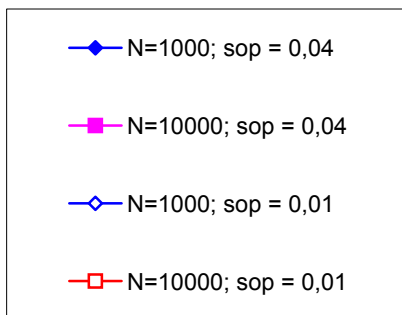
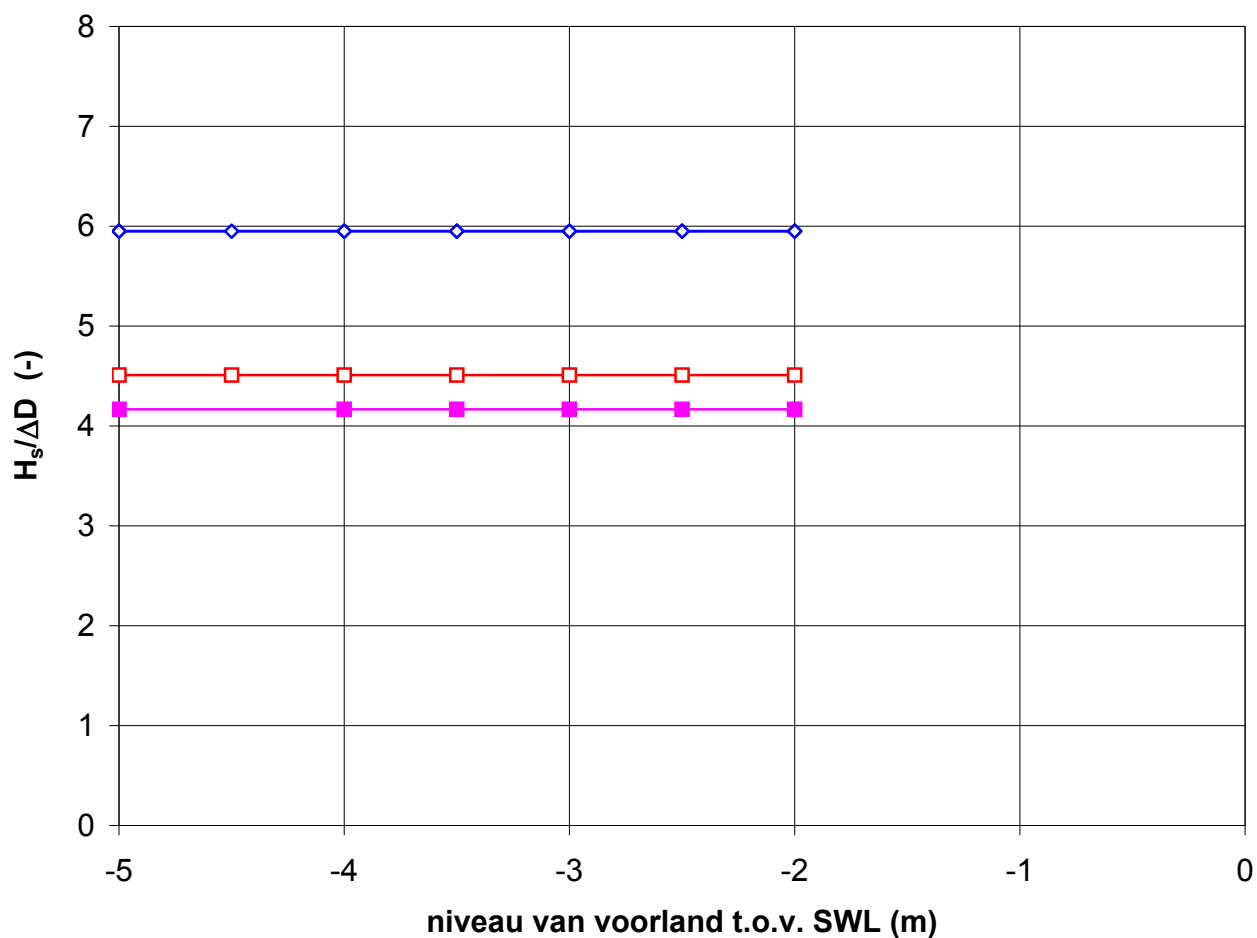
Invloed soortelijke massa van de topklaag ( $\rho_s$ )  
 zonder klemming





Invloed soortelijke massa van de toplaag ( $\rho_s$ )  
zonder klemming

Steentoets2008  
D = 30cm; talud 1:3,5; b = 15 cm; met klemming



$H_s$  is respectievelijk 2,86, 2,00, 2,86 en 2,16 m

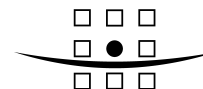
Invloed niveau van het voorland t.o.v. SWL		
<b>Deltares</b>	H4846	FIG. B.54

## **C Veiligheidsbeschouwing**

Dirk Jan Peters, Royal Haskoning



A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

**HASKONING NEDERLAND B.V.**  
**COASTAL & RIVERS**

Barbarossastraat 35

Postbus 151

6500 AD Nijmegen

+31 (0)24 328 42 84 Telefoon

024 360 4221 Fax

info@nijmegen.royalhaskoning.com E-mail

www.royalhaskoning.com Internet

Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel	Veiligheidsbeschouwing SteenToets 2008 Bepaling veiligheidsfactoren
Verkorte documenttitel	Veiligheidsfactoren SteenToets 2008
Status	Definitief rapport
Datum	19 november 2008
Projectnaam	Kalibratie SteenToets 2008
Projectnummer	9S8953
Auteur(s)	ir. D.J. Peters
Opdrachtgever	WL Delft Hydraulics ir. M. Klein Breteler
Referentie	9S8953/R0001/416450/Nijm



## INHOUDSOPGAVE

	Blz.	
1	INLEIDING	1
1.1	Opdracht	1
1.2	Projectbeschrijving	1
1.3	Werkwijze onderzoek	2
2	VEILIGHEID IN ONTWERP EN TOETSMETHODEN STEENZETTINGEN	6
2.1	Betrouwbaarheid en normstelling algemeen	6
2.2	Veiligheid in toetsing waterkeringen	7
2.3	Veiligheid in toetsing steenzettingen in het verleden	9
2.4	Norm voor faalkans steenzettingen	10
2.5	Demonstratie invloed van spreiding en belastingherhaling op de faalkans	11
2.6	Achtergrond onzekerheden in belasting	14
2.7	Onzekerheden in belasting en sterkte parameters SteenToets	15
3	ONDERZOEK VARIABELEN BELASTINGEN	18
3.1	Overzicht variabelen	18
3.2	Methode evaluatie spreiding in data	18
3.3	Stijghoogte op talud; data en discussie	18
3.4	Stijghoogte op talud; evaluatie variatiecoëfficiënten	23
3.5	Doorlatendheid toplaag	26
3.6	Overige belasting variabelen	29
3.7	Indicatie partiële factoren belasting	30
4	ONDERZOEK VARIABELEN STERKTE	32
4.1	Overzicht variabelen	32
4.2	Normaalkrachtsfactor	32
4.3	Bovenste overgangsconstructie	36
4.4	Voegvulling	36
4.5	Wrijvingsfactor	37
4.6	Overige sterkte variabelen	39
4.7	Indicatie partiële factoren sterkte	39
5	FORM ANALYSE	40
5.1	Werkwijze	40
5.2	Overzicht bepaalde partiële veiligheidsfactoren	41
6	LIGGING MODEL TEN OPZICHTE VAN BEZWIJKPUNTEN DELTAGOOT	42
7	CONSEQUENTIES REKENMETHODE VOOR DE PRAKTIJK	46
7.1	Cases	46
7.2	Berekeningsresultaten SteenToets 2008	46
7.3	Aanbeveling	48

8	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	49
8.1	Samenvatting nieuwe toetsmethode	49
8.2	Resultaten berekende veiligheidsfactoren	49
8.3	Resultaten	50
8.4	Aanbevelingen	50



## 1 INLEIDING

### 1.1 Opdracht

Royal Haskoning heeft in september 2007 opdracht ontvangen van WL|Delft Hydraulics (inmiddels: Deltares) voor het bepalen van veiligheidsfactoren voor het programma SteenToets2008.

SteenToets is een computerprogramma voor het ontwerpen van steenzettingen gebaseerd op studie van de Deltagoot proeven.

### 1.2 Projectbeschrijving

In aansluiting op het ontwikkelen van SteenToets2008 is een project gedefinieerd waarin WL|Delft Hydraulics en Royal Haskoning het programma valideren, kalibreren aan de bekende faalpunten in de Deltagootproeven en waarin een methode wordt geïntroduceerd om het ontwerp- en toetsresultaat te verbinden met de veiligheidsnorm.

Het project valt uiteen in twee delen: 1. het validatie- en kalibratieonderzoek en 2. de veiligheidsbeschouwing.

Het validatie- en kalibratieonderzoek is uitgevoerd door WL|Delft Hydraulics. In deze fase is getest of het programma trendmatig correct reageert, en of de ligging van de resultaten overeenkomt met de ligging van bekende faalpunten.

In het programma SteenToets2008 is in een aantal modules nieuwe kennis ingevoegd. Tijdens het kalibratie onderzoek bleek, bij het testen van deze modules in samenhang met elkaar, dat het programma op enige punten moest worden bijgesteld. Dat is gebeurd in de eerste fase van het project.

De veiligheidsbeschouwing is uitgevoerd door Royal Haskoning. Daarin wordt, uitgaande van de gekozen modelering en uitgaande van de vastgestelde trends, onderzocht wat correcte ligging van het ontwerppunt moet zijn. De spreiding van de basisdata en de ligging van de faalpunten, zijn de belangrijkste gegevens die ten grondslag liggen aan dit onderzoek.

Het onderdeel 'Veiligheidsbeschouwing' is opgedeeld in:

- Literatuurstudie, inventarisatie van onzekerheden, marges in huidige toets en ontwerpprocedures en opstellen van een specifieke foutenboom;
- Kanstoekenning per faalmechanisme;
- Opstellen advies voor partiële veiligheidsfactoren;
- In kaart brengen consequenties nieuwe rekenmethodiek voor de praktijk

Het onderzoek heeft betrekking op de stabiliteit van de toplaag van bekledingen met een open toplaag op een granulair filter op dijken en havendammen en tevens op ingegoten bekledingen.

### 1.3 Werkwijze onderzoek

In SteenToets2008 worden berekeningen uitgevoerd voor ontwerp en toetsing van steenzettingen. Deze berekeningen zijn deterministisch. Het is de bedoeling deze berekeningen aan te vullen met partiële veiligheidsfactoren voor belasting en sterkte, zodat de berekeningen kunnen worden uitgevoerd als semi-probabilistische berekeningen van het niveau I.

Om de waarde van deze partiële veiligheidsfactoren te bepalen, moet een onderzoek worden gedaan naar het totaal van faalmechanismen en de spreiding van de relevante parameters. Aan de hand van de normbelasting en een nog vast te stellen faalkans van het systeem kunnen de partiële veiligheidsfactoren berekend worden. Dit geschiedt met probabilistische berekeningen van het niveau II of III.

Van de 20 à 25 relevante invoerparameters zal – op basis van het resultaat van onderdeel 1 – worden aangegeven aan welk type en in welke mate de parameters aan spreiding onderhevig zijn. Ook zal worden aangegeven wat de modelonzekerheid zijn in de in Steentoets geïmplementeerde modellen.

Onderstaande indeling van typen onzekerheden is ontleend aan de Eurocode EN 1990:2002.

**Tabel 1 Typen onzekerheden en bijbehorende partiële veiligheidsfactor**

Onzekerheid in de representatieve waarden van de belastingen	$\gamma_f$	$\gamma_F$
Model onzekerheid in de belastingen en de effecten van de belastingen	$\gamma_{Sd}$	
Model onzekerheid in de respons van de constructie	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_M$
Onzekerheid in de materiaal en sterkte parameters	$\gamma_m$	

Naast de natuurlijke of inherente spreiding in de waarden die parameters van een fysisch proces kunnen aannemen zijn er de aangegeven modelonzekerheden en zijn er de statistische onzekerheden.

Modelonzekerheden bestaan a.) uit de onvolkomen, geschematiseerde beschrijving die een model geeft van de werkelijkheid en b.) uit onzekerheden in de beschrijving van de verdeling van input variabelen van het model.

Statistische onzekerheden bestaan uit de onbetrouwbaarheid van de parameters van de beschrijving van variabelen, bijvoorbeeld veroorzaakt door een geringe hoeveelheid data.

Deze statistische onzekerheden kunnen de mogelijkheden om een goede kalibratie uit te voeren beperken.

Aan RH zijn spreidingen van meetdata aangeleverd. Indien er in voorkomende gevallen weinig data beschikbaar zijn, zal in overleg worden vastgesteld wat de te verwachten en aan te houden spreiding zal moeten zijn.

Van uitvoeringstechnisch gevoelige parameters (zoals bijvoorbeeld de dikte van de filterlaag) is spreidingsdata opgevraagd bij het projectbureau zeeeringen.

Het voorstel is om inzake de belastingen met zo veel mogelijk parameters zo lang mogelijk deterministisch te rekenen met een gemeten en/of uit de literatuur bekende spreidingen en spectra.

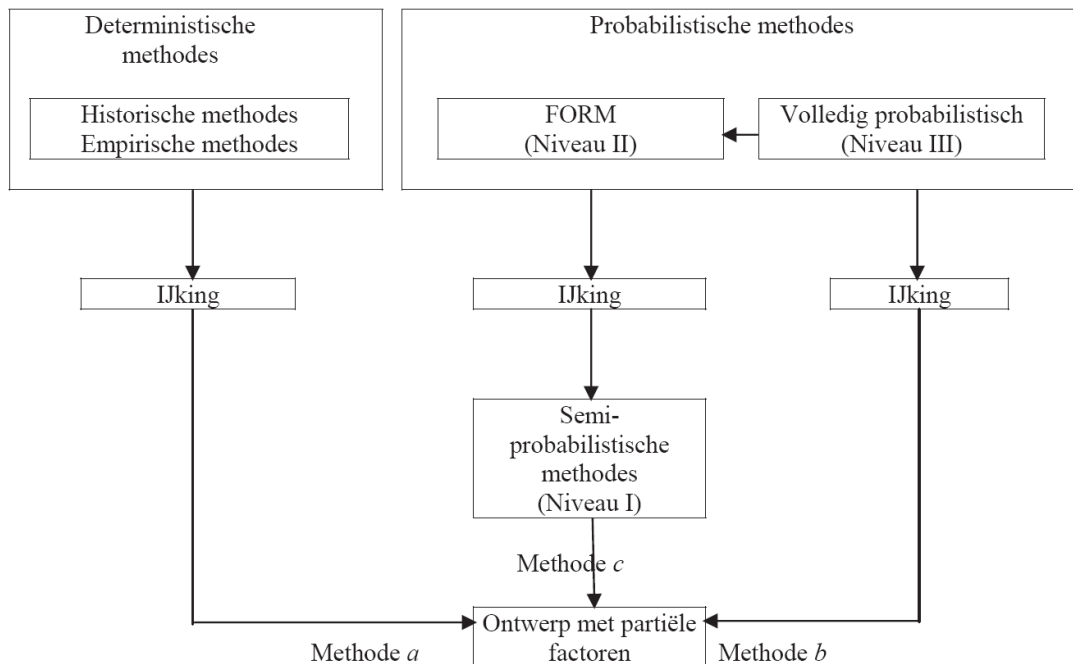
**Tabel 2 Typen betrouwbaarheidsberekeningen**

Deterministisch		Reken met een overall veiligheidsfactor
Semi-probabilistisch (niveau I)		Reken met karakteristieke waarden van de parameters en met partiële veiligheidsfactoren (Load and Resistance Factor Design) *)
Probabilistisch met benaderingen (niveau II)	FORM – First Order Reliability Method	Gebaseerd op (schematisering van) alle stochasten als normale verdelingen, linearisering van de vergelijking van de grenstoestand in het 'ontwerppunt'.
	SORM – Second Order Reliability Method	Verbetering van de benadering met FORM door in rekening brengen gekromd verloop van de vergelijking van de grenstoestand
Probabilistisch met directe integratie (niveau III)	Standaard numerieke integratie	Exacte bepaling faalkans, methode is praktisch beperkt tot in aantal parameters
	Monte Carlo simulatie	Simulatie is een benadering, met juiste aantal trekkingen is de benadering zeer betrouwbaar. In verband met relatief lage faalkans bij steenzettingen is het aantal trekkingen niet bijzonder groot.

\*) Bepaling van de set van partiële veiligheidsfactoren geschiedt met een niveau II of niveau III berekening die dient als kalibratie.

Het vraagstuk van de bepaling van een set partiële veiligheidsfactoren is te formuleren als een wiskundig optimalisatie probleem. Het verschil tussen de vereiste (target) faalkans en de faalkans die volgt uit een berekening waarbij de stochasten zijn vermenigvuldigd met de voorgestelde partiële veiligheidsfactoren, moet worden geminimaliseerd.

Voor dit probleem bestaan meerdere oplosmethoden. Deze zijn in beeld gebracht in de onderstaande figuur uit de Eurocode EN1990:2002.



**Figuur 1** Overzicht methoden voor bepaling veiligheidsniveau in berekeningen

Veel kalibraties uit het verleden zijn (impliciet) uitgevoerd met methode a (zie figuur). Voor de in het kader van dit project te gebruiken methode moet gelden dat het aantoonbaar wordt gemaakt dat constructies voldoen aan de veiligheidsnorm. De methoden b en c (zie figuur) zijn daarvoor het meest geschikt. In algemene zin geldt dat methode b vaak niet optimaal uitvoerbaar is vanwege gebrek aan statistische gegevens.

Methode c heeft de beperking dat FORM-analyse uitgaat van ongecorrleerde, normaal verdeelde sterkte en belastingsparameters. In ons project zijn met name de sterkteparameters niet normaal verdeeld. Niet alle parameters zijn ongecorrleerd.

Voor het rechttoe rechtaan hanteren van zowel de methoden b en c zijn er dus beperkingen te voorzien. Om dit te ondervangen wordt de volgende aanpak gehanteerd waarbij spreiding in belastingen en in sterkte in spreidingen van deze twee bulkparameters is vertaald.

De belasting parameters (waaronder de doorlatendheidseigenschappen) laten zich in het algemeen goed beschrijven met (log-)normale verdelingen. Ook in het geval de verdelingen theoretisch beter zijn te omschrijven met afwijkende extreme waarden verdelingen, dan geldt nog dat de overschrijdingskansen van waarden met een lage waarschijnlijkheid zich goed laten beschrijven met normale verdeling.

De sterkte van de steenzetting kan het beste beschreven worden met een kansdichtheids-functie die in rekening brengt dat de sterkte van de geklemde zetting nooit kleiner kan zijn dan de sterkte gebaseerd op het eigen gewicht van de elementen. De Weibullverdeling voor minima is hiervoor een geschikte verdelingsfunctie. De stochastische grootheid kan niet een waarde kleiner dan de drempelwaarde aannemen.

Voor een enigszins betrouwbare berekening van de betrouwbaarheid is de nauwkeurigheid van de beschrijving van de 'hoge' belastingen en de 'lage' sterktes van relatief groot belang. Een beschrijving van de sterkte waarbij deze normaal verdeeld wordt aangenomen is om die reden onbetrouwbaar.

Met deze beschrijvingen kunnen eenvoudige niveau III berekening gemaakt met behulp van directe integratie.

Voorafgaand aan deze voorgestelde aanpak met de bulk-parameters wordt de spreiding per invoerparameter nagevorst en inzichtelijk gemaakt. De bedoeling is dat hiervoor zoveel mogelijk gebruik gemaakt wordt van de voorhanden spreidingsdata op de afzonderlijke parameters, bijvoorbeeld het inslagpunt, de piekdruk etc. Met SteenToets2008 zijn door het WL reeds sommen gemaakt waarbij telkens alleen de betreffende parameter is gevarieerd en trends van de gevoeligheid op het eindresultaat bekend is. Met deze elementen kan, bij een veronderstelde ongecorreleerdheid van parameters, de partiële factor worden berekend. Indien er uit de meetdata wel correlatie van invoerparameters blijkt, zal dit in de analyse worden meegenomen.

Indien nodig zullen, bij gebrek aan op dit aspect duidelijk te interpreteren meetdata, op basis van literatuurstudie en 'engineering judgement', in overleg tussen Rijkswaterstaat, Deltares en RH, aannamen worden gedaan over onder meer de volgende zaken:

- Correlatie van spreidingen en onafhankelijkheid van de kansen.
- De wijze van verdisconteren van modelonzekerheden en inherente onzekerheden. Is bijvoorbeeld de onbekende spreiding in doorlatendheid van de toplaag een inherente onzekerheid of niet. M.a.w.: varieert deze van plaats tot plaats, of weten we de waarde niet.

(Bij lange duur belastingen wordt uitaard gebruik gemaakt van de nu in SteenToets2008 aanwezige modellering voor de lange duur. De verwerking van het lengte-effect en de kans dat de bekleding op een bepaalde plaats een ongunstige doorlatendheid heeft moeten daarin statisch correct worden meegenomen. Naast de spreiding is daarbij de correlatie ook van belang.)

Binnen deze aanpak van analyse per invoerparameter kan voor analyse en kalibratie van een deel van de spreidingsdata wel effectief gebruik worden gemaakt van FORM analyse behorende bij methode c, niveau II.

Deze aanpak zal moeten leiden tot partiële veiligheidsfactoren die het werkelijke veiligheidsniveau zo goed mogelijk beschrijven.

Het is mogelijk dat er voor het toetsen van verschillende faalmechanismen verschillende sets met partiële veiligheidsfactoren kunnen ontstaan. Ook in de TBG en Eurocodes komt dit voor. Het uitbrengen van een advies dat leidt tot meerdere sets is onderdeel van de opdracht. Indien dit tot een ongewenst eindresultaat leidt, kan het nog nodig zijn dat er één 'gemiddelde' set met partiële veiligheidsfactoren moet komen.

## 2 VEILIGHEID IN ONTWERP EN TOETSMETHODEN STEENZETTINGEN

### 2.1 Betrouwbaarheid en normstelling algemeen

De veiligheid van constructies wordt uitgedrukt in de betrouwbaarheidsindex  $\beta$ . Deze betrouwbaarheidsindex is een uitdrukking van de faalkans en is gedefinieerd met behulp van de cumulatieve distributiefunctie van de normale verdeling.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_s) = \Phi^{-1}(P_f)$$

met

$P_f$  = faalkans

$P_s$  = de kans van niet falen (*survival*):  $P_s = 1 - P_f$

$\Phi^{-1}$  = de inverse distributie functie van de normale verdeling

**Tabel 3**

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7	5.2

De veiligheid van constructies wordt bepaald door de kans van optreden van extreme belastingen en door de spreiding en onzekerheid in de sterkte van de constructie. De belastingen zijn vaak beschreven in termen van jaarlijks optredende kansen. Dan is vervolgens de ontwerplevensduur van de constructie van belang. Er wordt gerekend met een referentietijd van de belasting.

De faalkans (target probability of failure) van een constructie(systeem) zoals dat in normen is vereist, is de uitkomst van een logische afweging op basis van criteria.

**Tabel 4**

Bepaling geëiste faalkans			
Veiligheidsklasse	Type falen	Type grenstoestand	Relatieve kosten van veiligheid
Economische gevolgen en gevolgen voor personen	Bros of ductiel falen	Serviceability Limit State Ultimate Limit State Fatigue Limit State Accidental Limit State	Kosten van schade (en herstel) bij falen

In de onderstaande tabel zijn algemeen gehanteerde faalkansen voor constructies weergegeven. Voor waterkeringen die een gebied met grote economische waarde beschermen geldt een faalkans van  $10^{-6}$ . Aannemende dat de kosten voor de constructie relatief gezien laag zijn. Het aardige is overigens dat steenbekledingen weer een relatief duur element van de waterkering zin, waardoor de ontwerp faalkans feitelijk lager zou mogen zijn.

Tabel 5

$P_f$		Gevolg van falen		
		klein	Gemiddeld	groot
Kosten constructie	hoog	$10^{-3}$	$5 \times 10^{-4}$	$10^{-4}$
	normaal	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$5 \times 10^{-6}$
	laag	$10^{-5}$	$5 \times 10^{-6}$	$10^{-6}$

De toetsbelasting is een zeer zeldzaam voorkomende zware storm gecombineerd met een stormvloed. Deze storm heeft een kans van voorkomen, uitgedrukt in een kans per jaar. De kans per levensduur van de constructie is groter. Hoe langer de beoogde ontwerplevensduur is, hoe groter de kans dat de ontwerp belasting een keer optreedt. Dit wordt bepaald door de referentietijd van de belasting te gebruiken.

Bij probabilistiek is het verschil tussen falen van een element en/of falen van het systeem relevant. Falen van een waterkering is een voorbeeld van falen van een seriesysteem, waarbij meerdere elementen na elkaar moeten falen, wil het daadwerkelijk fout gaan. Feit is echter dat de toetsgebeurtenis zo langdurig is, dat ook een ductiel systeem compleet kan falen.

Het onderscheid tussen het falen van een element en het (uiteindelijke) falen van het systeem is daardoor niet zo relevant, en kan daarom worden verwaarloosd.

Falen van een waterkering is een voorbeeld van zowel falen van een seriesysteem als van een parallelsysteem. Het is een seriesysteem in de zin dat meerdere elementen (bekleding, onderlagen, dijklichaam) moeten falen voordat het daadwerkelijk fout gaat. Een waterkering vorm echter ook een parallelsysteem omdat falen van een willekeurige dwarsdoorsnede van de kering leidt tot falen van de kering.

## 2.2 Veiligheid in toetsing waterkeringen

Volgens de theorie van de probabilistiek is de bepaling van de te accepteren faalkans de uitkomst van een sociaal-economische afweging. Ten behoeve van de vaststelling van de vereiste faalkans moet de omvang van het gevolg bekend zijn.

Er zijn algemeen geldende regels voor doorgaans door personen geaccepteerde risico's en door de maatschappij geaccepteerde risico's. Indien deze risico's zijn uit te drukken in economische waarde, is de optimale (en verdedigbare) faalkans te berekenen. De faalkans is de uitkomst van een berekening waarbij de som van de investeringskosten en het gekapitaliseerde risico wordt geminimaliseerd.

Voor de waterkeringen is de beveiligingsnorm vastgesteld. De norm voor veiligheid tegen overstroming bedraagt voor Centraal Holland  $1/250.000^e$  per jaar. Deze norm is vastgesteld op basis van een economische beschouwing direct na 1953. Door de Deltacommissie is dit vertaald naar een ontwerpeis voor dijkvakken waarbij een belasting met een kans van optreden van  $1/10.000^e$  per jaar met voldoende veiligheid moet worden weerstaan. Deze belasting komt overeen met een waterstand van +5.0 m NAP bij Hoek van Holland. Voor andere gebieden is –op grond van de overweging dat daar bij overstroming minder economische schade zal zijn– de ontwerpeis lager geformuleerd:  $1/4000^e$  per jaar voor Zeeland, Friesland, Groningen en de IJsselmeerpolders. Voor het rivierengebied geldt een ontwerpeis met een nog hogere

overschrijdingsfrequentie. Voor de analyse van door golfaanval bedreigde dijkbekledingen is dit gebied niet relevant.

**Tabel 6**

Belangrijkste dijkkringgebieden met door golfaanval belaste steenzettingen	Gemiddelde overschrijdingskans - per jaar van de waterstand waarop de dijk moet zijn berekend
Noord-Holland (Hollands Noorderkwartier)	1/10.000
Zeeuwse en Zuidhollandse eilanden, Friesland en Groningen, Wieringermeer, Noordoostpolder, Flevopolders	1/4000

Voor het heden en ook voor de toekomst, zou het logisch zijn de norm veiligheid bij te stellen of anders te interpreteren.

De economische waarde is in Centraal Holland sinds de vaststelling van de norm toegenomen met factor 100 [19].

De werkelijke bouwkosten van de inmiddels gerealiseerde Deltawerken, en ook de kosten van de recent in Zeeland gerealiseerde dijkversterkingen zouden in deze afweging moeten worden betrokken. Een dergelijke beschouwing omtrent een eventuele bijstelling van de norm valt buiten de scope van dit project.

Het effect van toekomstige zeespiegelrijzing wordt meegenomen in het vaststellen van de Hydraulische Randvoorwaarden. Elke 5 jaar worden deze opnieuw vastgesteld. De waterstand met een 1/10.000<sup>e</sup> overschrijdingskans zal in de toekomst toenemen. De golfhoogtes zijn afhankelijk van de windstatistiek en van de waterhoogte voor de dijk. Het is te verwachten dat deze ook (licht) zullen toenemen.

De beveiligingsnorm is gesteld voor het berekenen van de dijkhoogte en de overige eigenschappen van de dijk die moeten voorkomen dat er een ontoelaatbare hoeveelheid golfoverslag optreedt. Later is de aanduiding 'met voldoende veiligheid' specifiek voor golfoverslag nog nader ingevuld, aanvankelijk met een percentiel van de golven dat overslag mag veroorzaken en later met een overslagdebiet.

Andere faalmechanismen dan overslag moeten ook met voldoende veiligheid worden weerstaan. Deze faalmechanismen mogen er niet toe leiden dat de kerende functie in gevaar komt en mogen daardoor bijvoorbeeld (elk) een niet meer dan 10 maal <sup>1</sup> zo kleine kans van optreden hebben als de gedefinieerde overschrijdingskans, te weten een kans van 1/100.000<sup>e</sup> resp. 1/40.000<sup>e</sup> per jaar. Een belasting met deze kans van optreden moet 'met voldoende veiligheid' kunnen worden weerstaan. Nu is het niet gebruikelijk om de mechanismen te toetsen op een waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/100.000<sup>e</sup> in plaats van 1/10.000<sup>e</sup> per jaar. Wel is het mogelijk een 1/10.000<sup>e</sup> waterstand te nemen en 1/100.000<sup>e</sup> golven. Dit wordt aanbevolen in [23]. Ook kan er voor gekozen worden de 1/10.000<sup>e</sup> gebeurtenis als ontwerpbelasting voor de andere faalmechanismen niet op te nemen 'met voldoende veiligheid', maar 'met ruim voldoende veiligheid'.

<sup>1</sup> De genoemde factor 10 is eigenlijk afhankelijk van het aantal faalmechanismen en van de correlatie tussen deze mechanismen.



### Faalmechanisme erosie van het buitentalud

Eén van de 'andere faalmechanismen dan overslag' is erosie van het buitentalud. Dijkbekledingen dragen bij aan de vermindering van de kans op erosie van het buitentalud. Zij zijn daarvoor niet in alle gevallen en onder alle omstandigheden noodzakelijk.

Het document 'Grondslagen voor waterkeren', TAW, februari 1998, is geschreven om duidelijkheid te scheppen over de beveiligingsnorm en de evolutie van de ideeën over de toepassing van deze norm. In dit document komt het begrip dijkbekleding als een zelfstandig, onmisbaar element in het waterkeringsysteem niet voor. Slechts het mechanisme 'erosie van het buitentalud' wordt genoemd als bepalend mechanisme.

In de geest van de focus op het overstromingsrisico zou de kans van het falen van steenbekledingen alleen aan een beperking volgens de wet onderworpen zijn indien het falen van de bekleding a) gebeurt als er golven zijn die het onbeklede buitentalud kunnen eroderen en b) gebeurt bij een waterstand die overstroming zou kunnen veroorzaken.

Bij zeer flauwe taluds en bij dijken met een dikke, goede kleilaag wordt waarschijnlijk niet aan de voorwaarde a) voldaan. Er is reststerkte na het falen van de bekleding.

De vraag is nu: hoe groot moet de faalkans gekozen worden om te voldoen aan het criterium 'met voldoende veiligheid'? Verschillende auteurs noemen de volgende waarden. In lit [2] wordt 1% genoemd. In lit [24]: 1 à 10% kans bij beveiligingsnorm of  $1\% \times \text{aantal jaren levensduur} \times \text{beveiligingsnorm}$ . De faalkans per jaar is dan te vertalen naar faalkans per levensduur, waarmee een  $\beta$ -waarde kan worden bepaald en een ontwerp volgens de TGB kan worden gemaakt. In lit [4], in navolging van Vrouwenvelder wordt genoemd: gemiddelde + één standaardafwijking, wat overeenkomt met 16%.

Voorgesteld wordt om hier te kiezen voor 1%, echter in combinatie met de belasting behorende bij de norm (en niet belasting met een 10 maal zo kleine kans van optreden).

### Te toetsen gebeurtenis

De gebeurtenis die moet worden getoetst is een superstorm met een waterstand met de gegeven overschrijdingsfrequentie (beveiligingsnorm). Het gaat niet alleen om de toetswaterstand, maar om de gehele storm, met opbouw van stormopzet en getij en golven. Het falen van de bekleding bij lagere waterstanden dan het toetspeil, en het aspect belastingduur wordt ook getoetst.

## **2.3 Veiligheid in toetsing steenzettingen in het verleden**

De dimensionering van steenzettingen is lange tijd gebaseerd geweest op empirische methoden. Falen van het prototype en falen onder bekende condities in de Deltagoot zijn daarbij de belangrijkste ijkgegevens. Binnen een dergelijk systeem is het niet eenvoudig om te extrapoleren naar falen met een zeer kleine kans van optreden.

In de jaren '90 is besloten tot een opwaardering van de sterkte van veel bekledingen in Zeeland. In de praktijk trad te vaak schade op onder de ontwerpcondities en nader onderzoek wees ook uit dat veel bekledingen als te licht moesten worden beschouwd.

In de recente ontwerp- en toetsmethoden wordt uitgegaan van belastingcondities die beschreven zijn met een peil, en met golfparameters  $H_s$  en  $T_p$ . Bij deze golfcondities is bekend wanneer deze schade veroorzaken in de Deltagoot proeven.

Uit de Deltagootproeven is tevens gemeten en afgeleid wat de precieze belastingen zijn bij bepaalde golfcondities. Daarbij wordt telkens uitgegaan van de 2% overschrijdingswaarde van de belastingen.

Voor de stabiliteit van de toplaag wordt gerekend met het gewicht van de bekleding vermeerderd met de stabiliserende effecten van verhinderde toestroming en traagheid. Er wordt gerekend met gemiddelde waarden.

In de berekeningen wordt de 2% waarde als representatieve belasting aangehouden en de gemiddelde waarde als karakteristieke belasting voor de sterkte. De 2% waarde wordt aangehouden in de wetenschap dat deze belasting een zekere overschrijdingskans heeft. De redenen zijn dat dit een goed te kwantificeren fractiel is, en dat steenzettingen in hun aard niet door één extreme piekbelasting bezwijken, maar door het optreden van meerdere zware golfbelasting na elkaar. Om die laatste reden is het logisch om een niveau te kiezen met een zekere overschrijdingskans.

Als de toetsgebeurtenis zo lang duurt dat de kans dat de 2%-belasting optreedt 1 is, en deze ook één op één tot falen leidt, zou de geconditioneerde faalkans 50% zijn.

De rekenmethode wordt geijkt door de 'lijnen' in de toetsgrafieken enigszins onder de bekende faalpunten in de Deltagoot te leggen. Hiermee wordt bereikt dat de faalkans kleiner zal zijn dan 50%. Het blijft in principe onbekend hoeveel kleiner de faalkans is.

Momenteel wordt de eis gesteld dat in de toetsing aantoonbaar een relatie wordt gelegd met de faalkans van het systeem.

## 2.4 Norm voor faalkans steenzettingen

Gegeven de toetsgebeurtenis, wordt de target faalkans van de gezette bekleding als volgt gekozen:

0.01 voor een zanddijk met dunne, slechte of gemiddelde kleilaag en  
0.03 voor een kleidijk of een zanddijk met dikke, goede kleilaag.

Hierbij gelden nog de volgende opmerkingen:

- Het faalmechanisme toplaaginstabiliteit is het dominante mechanisme voor falen van de bekleding.
- Het faalmechanisme falen van de bekleding is niet in alle gevallen dominant maar heeft wel in alle gevallen een vervolg gebeurtenis nodig om te leiden tot falen van het systeem. Het zal per geval verschillen hoeveel veiligheid deze reststerkte toevoegt.
- Het lengte-effect wordt in SteenToets niet expliciet verdisconteerd. De faalkans moet voldoende klein gekozen worden om hier rekening mee te houden.

## 2.5 Demonstratie invloed van spreiding en belastingherhaling op de faalkans

Getracht wordt om de toetsing aan de beveiligingsnorm expliciet te maken door – met handhaven van alle modellen – de bekende spreidingsdata te benutten om de werkelijke geconditioneerde faalkans te schatten. Vervolgens moet de ligging van de ontwerpparameters gecorrigeerd worden met partiële veiligheidsfactoren zodat de gewenste faalkans wordt gehaald.

De spreiding in de belasting parameters laat zich goed beschrijven met normale verdelingen. Ook in het geval de verdelingen theoretisch beter zijn te omschrijven met extreme waarden verdelingen zoals Gumbel voor waterstand- en windstatistiek, dan geldt nog dat de overschrijdingskansen van waarden met een lage waarschijnlijkheid zich goed laten beschrijven met normale verdeling.

De onzekerheid in doorlatendheidseigenschappen laat zich ook goed als normaal verdeeld beschrijven, aangezien er zowel extreme waarden in de richting van zeer doorlatend als in de richting van ondoorlatend voorkomen.

De sterkte van de steenzetting kan het beste beschreven worden met een kansdichtheidsfunctie die in rekening brengt dat de sterkte van de geklemde zetting nooit kleiner kan zijn dan de sterkte van het losse element. De Weibullverdeling voor minima is hiervoor een geschikte verdelingsfunctie. De stochastische grootte  $x$  kan niet een waarde kleiner dan de drempelwaarde 1 aannemen.

Voor een enigszins betrouwbare berekening is de nauwkeurigheid van de beschrijving van de 'hoge' belastingen en de 'lage' sterktes van relatief groot belang. Een beschrijving van de sterkte waarbij deze normaal verdeeld wordt aangenomen is om die reden onbetrouwbaar.

### Aanpak berekening falen als gevolg van herhaalde belasting

In aansluiting op de huidige aanpak in SteenToets zal de steenzetting op meerdere aangevallen posities worden getoetst. Het belastingspectrum op de zetting bestaat uit een grootte van een maximaal stijghoogteverschil  $\Phi$ , de belaste lengte  $L$  en een positie  $x$  op het talud en een aantal malen  $N$  van voorkomen van deze belasting.  $\Phi$  en  $L$  zijn normaalverdeeld als gevolg van de variatie in de leklengte. De kansverdelingsfunctie van de sterkte op positie  $x$  is bekend. Van de belasting op punt  $x$  kan door deze als enkelvoudig optredende belasting te beschouwen de faalkans  $P_1$  berekend worden. Vervolgens kan de herhaling van  $N$  maal deze belasting vertaald worden in een kans  $P_n$ . Deze berekening kan uitgevoerd worden voor alle posities  $x$  en de resultaten daarvan kunnen vervolgens geïntegreerd worden. De faalkans van de toplaag is daarmee bekend.

Deze aanpak kan gebruikt worden voor meerdere faalmechanismen. Voor het falen van een geklemde zetting onder invloed van meerdere belastinggevallen, en ook voor het falen van een los element.

### Indicatieve berekening niveau III, directe intergratie

Onderzoek van de faalkans van de toplaag kan zich dan in probabilistische termen als volgt laten omschrijven:

De functie van reststerkte:

$$Z = R - S$$

met

$R$  = de sterkte, het gewicht van de toplaag, vermeerderd met het effect van klemming

$S$  = de belasting, het stijghoogteverschil over de toplaag

$R$  en  $S$  worden beide genormeerd naar  $\Delta D$ .

Dan geldt:

$$\frac{R(x)}{\Delta D} = f_R(x) = \frac{k}{u-1} \left( \frac{x-1}{u-1} \right)^{k-1} \exp\left(-\left(\frac{x-1}{u-1}\right)^k\right)$$

met

$k$  = functieparameter voor ligging

$u$  = functieparameter voor spreiding

$$\frac{S(x)}{\Delta D} = f_S(x) = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \frac{1}{\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2} \left( \frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2\right)$$

met

$\mu$  = functieparameter voor ligging, het gemiddelde

$\sigma$  = functieparameter voor spreiding, de standaardafwijking

Voor het berekenen van de bezwijkkans geldt de kans dat  $R < S$ , ofwel  $Z < 0$ .

De kans dat de sterkte een willekeurige waarde  $r_1$  heeft en de belasting groter is dan een identieke waarde  $s_1$ , is gelijk aan

$$P\{R = r_1 \text{ en } S > s_1\} = f_R(r_1) dr \times \int_{s_1}^{\infty} f_S(s) ds$$

De kans op bezwijken  $R < S$  is de optelsom van deze gevallen voor alle waarden van  $r$ , geschreven als dubbelintegraal:

$$P\{R < S\} = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) dr \times \int_{s_1}^{+\infty} f_S(s) ds = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) dr \times f_S(s) ds = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(r) dr \times f_S(s) ds$$

Specifiek voor het geval met een onderbegrenzing van de sterkte geldt:

$$P_1 = P\{R < S\} = \int_1^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx$$

met

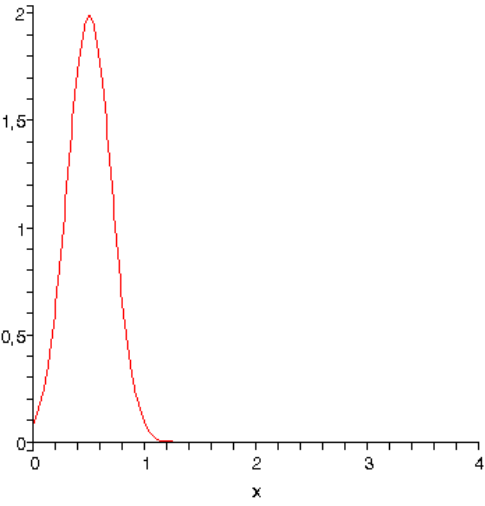
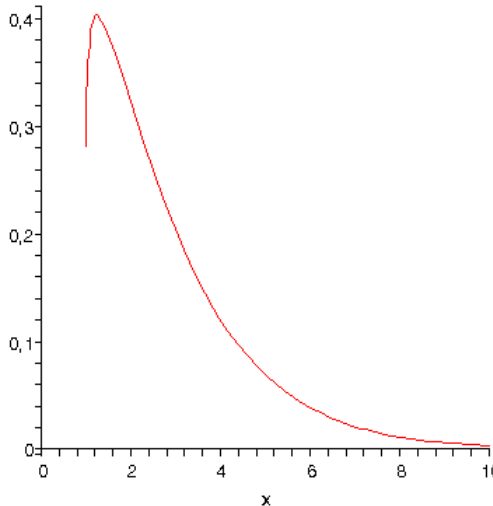
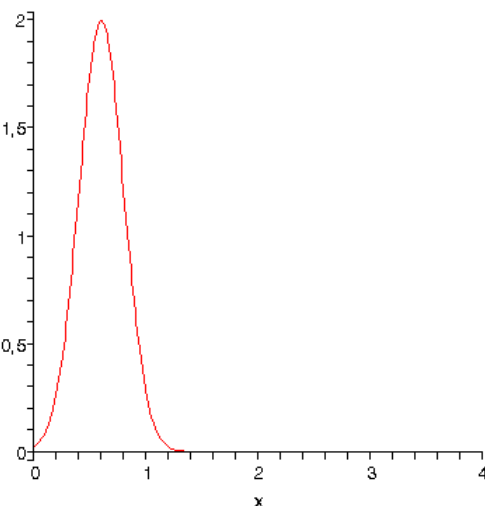
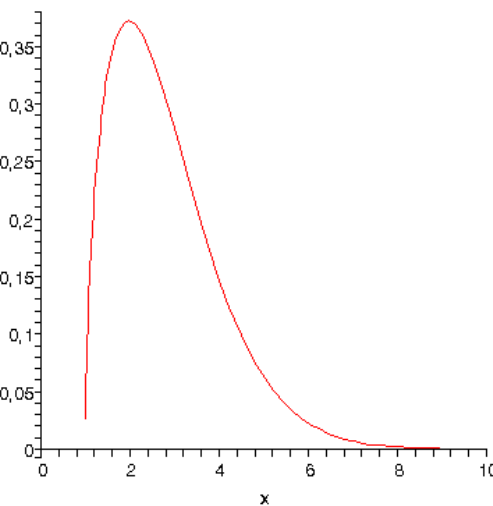
$$F_R(x) = \int_x^{+\infty} f_R(x) dx \text{ of } 1 - \int_1^x f_R(x) dx$$

Deze integraal kan numeriek geïntegreerd worden. De berekende kans geldt als de kans dat één golf tot falen leidt. Indien de belasting vele malen herhaald wordt, geldt dat de kans op falen kan worden berekend uit de som van onafhankelijke kansen, waarvoor geldt:

$$P_n = 1 - (1 - P_1)^n$$

In de volgende tabel zijn deze kansen berekend voor een tweetal voorbeelden, waarbij de gemiddelde belasting door verschildrukken 0.5 en 0.6 maal het elementgewicht bedraagt. Bij 1000 golven, blijkt de bezwijkkans 10 à 20% te bedragen.

**Tabel 7**

Belasting $f_S$	Sterkte $f_R$
 $\mu = 0.50$ $\sigma = 0.15$	 $k = 1.1$ $u = 3.0$
$P = 2.1 \times 10^{-4}$ $n = 1000$ $P_n = 0.13$	
 $\mu = 0.60$ $\sigma = 0.15$	 $k = 1.5$ $u = 3.0$
$P = 1.44 \times 10^{-4}$ $n = 1000$ $P_n = 0.19$	

Er zijn te weinig betrouwbare metingen beschikbaar om de deelprocessen die beschreven zijn in zowel de belasting en –sterktemodellen te kalibreren. Daardoor is de hier beschreven aanpak niet mogelijk om te gebruiken voor bepaling van de faalkans en de veiligheidsfactoren. Van de belasting is wel veel bekend en de gemeten sterktes zijn

verklaarbaar met het klemmingsmodel. Ze kunnen teruggerekend worden. Dat betekent niet dat de sterkte altijd gegarandeerd kan worden en het betekent ook niet dat we exact weten hoe hoog de belasting was en hoe het falen precies plaatsvindt.

#### Aanpak berekening falen ten gevolge van een representatief belastingniveau

In SteenToets is om bovenstaande reden - in lijn met de vorige versies van het programma - gekozen voor de volgende modellering. Voor de belasting wordt een belasting niveau als karakteristieke belasting om schreven. Hiervoor is de 2% belasting gekozen. In een serie van 1000 golven zijn er 20 golven hoger dan deze belasting. Deze 20 golven zullen hoogstwaarschijnlijk het falen veroorzaken. Dat falen wordt gekoppeld aan de 2% belasting. In werkelijkheid zullen dus zowel de belasting als de sterkte hoger zijn.

Bij de veiligheidsbeschouwing is het van belang de betrouwbaarheid van de gekozen modellering te onderzoeken. Dit onderzoek focust daarom dus op de onzekerheid in het niveau van de 2% belasting, en in de sterkte. En niet primair op het vraagstuk hoe hoog de belasting door een individuele golf kan zijn.

## 2.6 Achtergrond onzekerheden in belasting

Een beschouwing die rekening houdt met alle relevante invloeden op de kans van optreden van erosie van het buitentalud omvat:

- a. kansverdeling van de hoogwaterstand
- b. kans van optreden hoge golven op diep water voor de dijk en relatie tussen golfhoogte en hoogwaterstand
- c. kansverdeling van de golfsteilheid
- d. invloed voorland op golfhoogte en golfspectrum bij de teen van de dijk
- e. duur van de storm, verloop waterstand, aantal golven en golfspectrum
- f. brekergedrag en inslagpunt
- g. relatie tussen golfbelasting en stijghoogteverschil over toplaag
- h. sterkte van de toplaag

Een beschouwing van de geconditioneerde kans van optreden van erosie van het buitentalud gegeven het optreden van de gebeurtenis van het maatgevend hoogwater zijn een aantal onzekerheden reeds ingevuld.

**Tabel 8**

a. kansverdeling van de hoogwaterstand	Optreden hoogwater met kans 1/10.000 <sup>e</sup> is uitgangspunt voor de toetscondities. P=1
b. kans van optreden hoge golven op diep water voor de dijk en relatie tussen golfhoogte en hoogwaterstand	Is bekend indien wordt uitgegaan van Hydraulische Randvoorwaarden. Deze zijn bedoeld voor golfloop en overslag.
c. kansverdeling van de golfsteilheid	Uitgaan van lit. waarden
d. invloed voorland op golfhoogte en golfspectrum bij de teen van de dijk	Uitgaan van onderzoek, lit. [24] Is nu reeds deterministisch meegenomen in SteenToets. b. t/m d. leidt een, eventueel 'platgeslagen', spectrum van golfhoogtes en periodes aan de teen. Dit geeft tevens een scatter in brekergedrag op het talud.

e. duur van de storm, verloop waterstand, aantal golven en golfspectrum	Stormduur en verloop is gecorreleerd met optreden gebeurtenis a. Is gegeven in norm. Gegevens kunnen deterministisch bepaald worden uit b. t/m d.
f. brekergedrag en inslagpunt bij bekend golfspectrum	Is bekend uit lit. en uit Deltagootproeven, waarbij golfspectrum voor teen talud ook bekend is. Met uitkomst vergelijken van de omstandigheden bij de Deltgoot proeven met de afgeleide spectra d. kan het spectrum d vertaald worden naar een belasting op het talud (posities, aantallen, type, grootte). Dit is het ontwerp of toets spectrum.
g. relatie tussen golfbelasting en stijghoogteverschil over toplaag	Er zijn meetgegevens bekend. Deze zijn echter niet in voldoende detail beschikbaar. Eventueel te bepalen met ZSteen. Dominerend effect van variatie in doorlatendheid toplaag en filter en filterlaagdikte (leklengte).
h. sterkte van de toplaag	Ondergrens sterkte is bekend (element gewicht). Kansverdeling sterkte uit klemming is bekend uit veldproeven (is afhankelijk van de normaalkracht, effect teen.)

Implementatie van veel van de hierboven genoemde onzekerheden past niet in dit project, omdat dit alleen maar uitgaat van de implementatie van onzekerheden van de in SteenToets gemodelleerde zaken. Alleen daar waar het zinvol is voor het kunnen reduceren van spreiding en het introduceren van een bovengrens voor de belasting zal gebruik gemaakt worden van de bovengenoemde zaken.

## 2.7 Onzekerheden in belasting en sterkte parameters SteenToets

Als gevolg van de bovengenoemde afbakeningen en de afbakening genoemd in de rapportage van het WL komen wij tot de onderstaande lijst met parameters waarvan de spreiding zal worden onderzocht.

**Tabel 9**

Variabele	Werkelijke spreiding cq onzekerheid	Aanbeveling voor afhandeling in SteenToets
Significante golfhoogte	Is gegeven in de te toetsen gebeurtenis	Deterministisch
	Mate waarin $H_s$ gedurende de te toetsen gebeurtenis resulteert in maatgevende belastingen is aan spreiding onderhevig. Dit geldt voor: - stijghoogte op het talud - aangevallen punt	karakteristieke waarden en partiële veiligheidsfactoren vastgesteld in programma
Piekperiode	Is gegeven in de te toetsen gebeurtenis	Deterministisch
Brekerparameter	Ligt vast met gegeven $H_s$ , $T_p$ en talud helling	Is geen invoerparameter
Toetspeil	Is gegeven in de te toetsen gebeurtenis	Deterministisch

Variabele	Werkelijke spreiding cq onzekerheid	Aanbeveling voor afhandeling in SteenToets
Getijde slag	Gegeven het toetspeil is de getijdeslag in de te toetsen gebeurtenis van invloed op het laagste peil en op de duur van de periode waarover de waterstand hoog is. Variatie heeft positieve en negatieve invloeden. Geen grote invloed.	Deterministisch
Stormduur	Is gegeven in de te toetsen gebeurtenis	Deterministisch
Dijkoriëntatie, hoek van golfival	Tijdens te toetsen gebeurtenis is de spreiding gering	Deterministisch met impliciete veiligheidstoetslag omdat de ongunstigste waarde binnen een sector is aangehouden.
Niveau van het voorland	Spreiding veroorzaakt door meetonnauwkeurigheid en door langjarige variatie	Deterministisch Bij ontwerp: langjarig minimum kiezen. Bij toetsing: indien onvoldoende meetgegevens: reductie met 0.5 of 1.0 m.
Helling van het voorland	Spreiding veroorzaakt door meetonnauwkeurigheid en door langjarige variatie	Deterministisch Bij ontwerp: langjarig maximum kiezen. Bij toetsing: indien onvoldoende meetgegevens: helling steiler maken (factor 2).
Taludhelling steenzetting	Spreiding door uitvoerings- of meetonnauwkeurigheid, door zetting van de dijk langjarige trend naar flauwer talud: werkt stabiliteitsverhogend.	Deterministisch
Niveau bovenkant steenzetting ten opzichte van toetspeil	Spreiding door uitvoerings- of meetonnauwkeurigheid, door zetting van de dijk langjarige trend naar lager niveau: werkt stabiliteitsverlagend.	Deterministisch met veiligheidstoetslag op begintoestand om situatie bij einde levensduur te corrigeren.
Niveau van de berm	Spreiding door uitvoerings- of meetonnauwkeurigheid, door zetting van de dijk langjarige trend naar lager niveau: invloed op stabiliteit toplaag wordt verwaarloosd	Deterministisch
Dikte van de toplaag	Bij betonzuilen en -blokken: spreiding nihil. Bij Basalt: spreiding +/- 5 cm.	Bij betonzuilen en -blokken: deterministisch Bij basalt: dikte-variantie is reeds meegenomen in modellering; in



Variabele	Werkelijke spreiding cq onzekerheid	Aanbeveling voor afhandeling in SteenToets
		het programma kan overigens nog worden gekozen tussen gesorteerde of ongesorteerde basalt.
Breedte en lengte van de blokken	Bij betonzuilen en -blokken: spreiding nihil. Bij Basalt: constante spreiding Invloed op stabiliteit nihil	Deterministisch
Soortelijke massa van de toplaag	Werkelijke spreiding gering, bij toetsing is er een risico op onbekendheid of meetonnauwkeurigheid	Bij voldoende metingen: deterministisch
Oneffenheden op havendammen	Onzeker, vast te stellen met visuele inspectie	Deterministisch, Factor voor reductie stabiliteit meegenomen in SteenToets
Wel/niet geklemd	Onzeker, vast te stellen met visuele inspectie	Deterministisch
Mate van klemming grootte van de normaalkracht	Zie boven, is o.m. leeftijdafhankelijk	Is geen directe invoerparameter, karakteristieke waarde en partiële veiligheidsfactor vastgesteld in programma
Conditie teenconstructie	Onzeker, invloed vermoedelijk significant. Meetprogramma wordt ontwikkeld. In dit rapport geen resultaten verwerkt.	Deterministisch
Spleetbreedte of open oppervlak	Onzeker, vast te stellen met visuele inspectie	Gemiddelde waarden invoeren, karakteristieke waarde en partiële veiligheidsfactor vastgesteld in programma, rekening houdend met uitvoeringsonnauwkeurigheid.
Korrelgrootte van de inwassing		
Porositeit van de inwassing		
Dikte van de filterlaag		
Korrelgrootte van de filterlaag		
Porositeit van de filterlaag		
Diepte van de ingieting	Spreiding	Gemiddelde waarden invoeren, karakteristieke waarde en partiële veiligheidsfactor vastgesteld in programma

Samenvattend kan worden gesteld dat de parameters die in hun aard aan spreiding onderhevig zijn, en die ook een significante invloed op de stabiliteit hebben zijn de volgende:

- De mate waarin de golfhoogte maatgevende belasting op het talud geeft
- De doorlatendheden van toplaag en filter, uitgedrukt in de lek lengte
- De mate van klemming, uitgedrukt in de normaalkracht

### 3 ONDERZOEK VARIABELEN BELASTINGEN

#### 3.1 Overzicht variabelen

Een voorstel voor beperking van de stochasten in de analyse is weergegeven in tabel 9.

#### 3.2 Methode evaluatie spreiding in data

De bepaling van de spreiding in data geschiedt volgens de standaard methode uit Annex D van NEN-EN 1990.

De experimentele data ( $r_e$ ) worden vergeleken met de waarden verkregen uit een theoretisch model ( $r_t$ ). Deze worden tegen elkaar uitgezet,  $r_e$  verticaal en  $r_t$  horizontaal. Vervolgens wordt met de methode van de kleinste kwadraten een lineaire fit berekend voor door de experimentele data. Deze wordt beschreven met:

$$r = br_t$$

met

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2}$$

De relatie  $r$  beschrijft 'verbeterde' modelwaarden, waarvan het gemiddelde gelijk is aan de experimentele waarden.

De variatiecoëfficiënt van de afwijkingen van de experimentele waarden wordt als volgt berekend.

$$\partial_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}}$$

$$\Delta_i = \ln(\partial_i)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$$

$$V_{\partial} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1}$$

Indien de afwijking van de variabele ten opzichte van de modelwaarde normaal verdeeld is, mag de beoogde partiële veiligheidsfactor eenvoudig worden geschat met de formule:

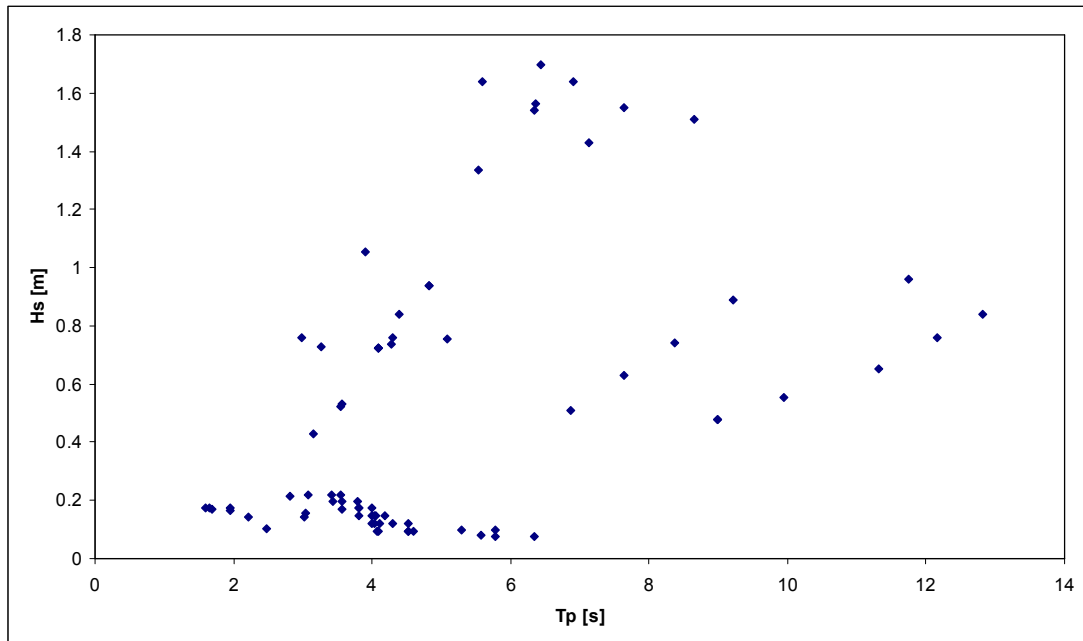
$$\gamma = 1 + 0.7V\beta$$

De grootte van  $\beta$  is in dit geval gelijk aan 2.3 (faalkans =  $10^{-2}$ ).

#### 3.3 Stijghoogte op talud; data en discussie

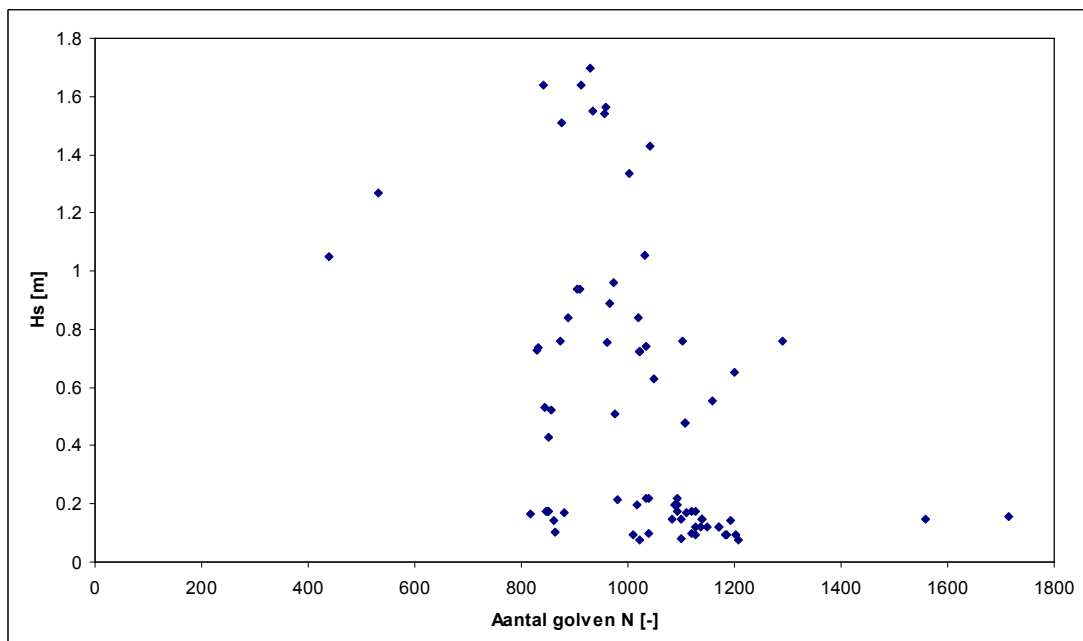
De modellering van de golfbelasting op het talud in SteenToets is gebaseerd op een uitgebreide analyse van alle Deltagoot proeven waarvan de instrumentering voldoende fijnmazig was. Bij deze analyse is ook veel spreidingsdata beschikbaar gekomen. Van de diverse parameters waarmee het verloop van de stijghoogte op het talud is beschreven, zijn de 10% en de 2% overschrijdingswaarde, en de hoogst gemeten waarde beschikbaar.

In de onderstaande plot is met de parameters  $H_s$  en  $T_p$  weergegeven welke golfseries beschikbaar zijn in de dataset. Een deel van de data bestaat uit golfseries met  $H_s$  kleiner dan circa 0.4 m. Deze zijn afkomstig van proeven uit de Scheldegoot.



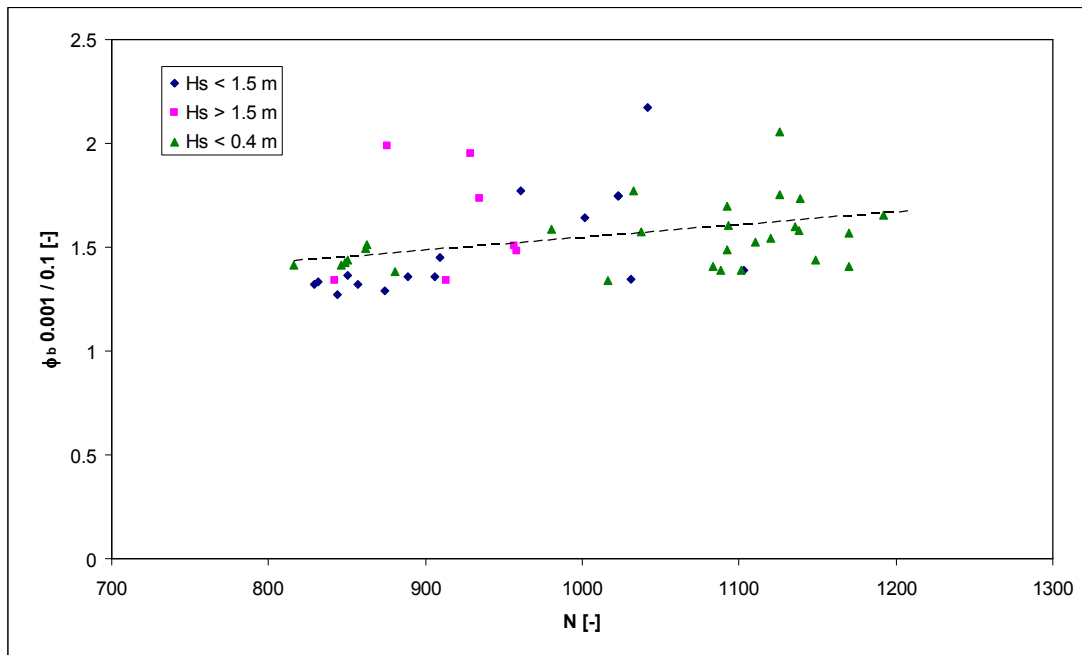
**Figuur 2** Parameters  $H_s$  en  $T_p$  van beschikbare datasets van golfseries

Van de series met  $H_s > 0.4$  m is in figuur 3 het aantal golven in de series weergegeven. De series met minder dan 800 en meer dan 1200 golven worden genegeerd. Van de overblijvende series is de maximaal gemeten waarde, te interpreteren als de 0.1% waarde. Op deze wijze is het mogelijk een vergelijking te maken tussen de overblijvende series.

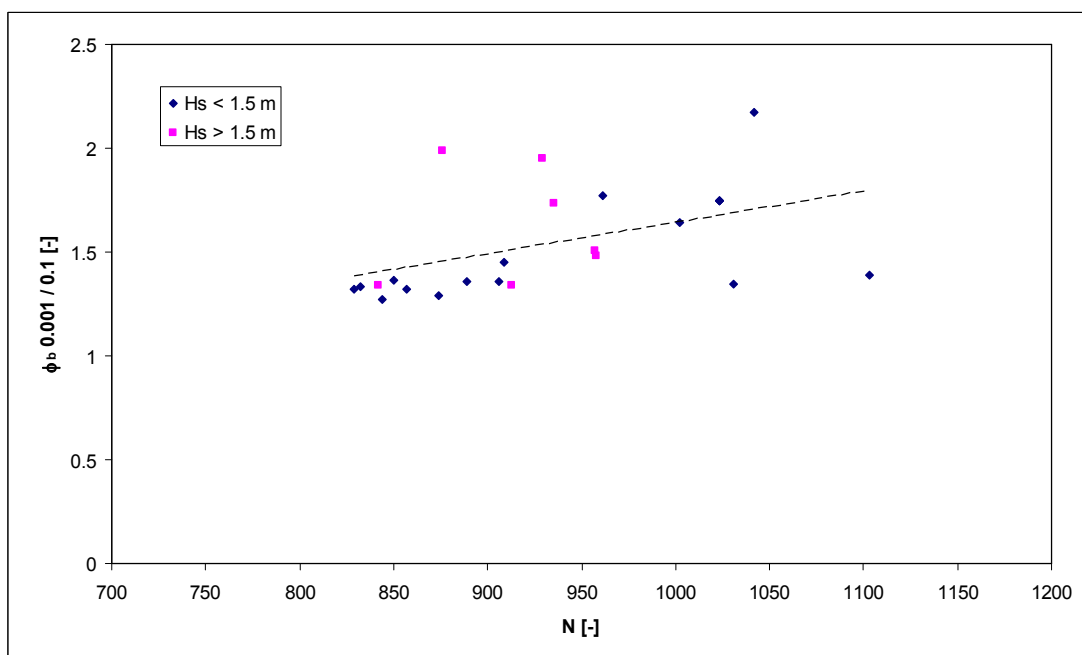


**Figuur 3** Parameters  $H_s$  en aantallen golven in beschikbare datasets van golfseries

Na toepassing van de bovenstaande selectie (op  $H_s > 0.4 \text{ m}$ , en  $800 < N < 1200$ ) is onderzocht of de spreiding binnen de golfseries vergelijkbaar is. In de onderstaande figuur is dit weergegeven door van de stijghoogte op het talud voor het belastinggeval golffront ( $\phi_b$ ) de 0.001 en de 0.1 waarde op elkaar te delen. De conclusie is dat de spreiding redelijk vergelijkbaar is.



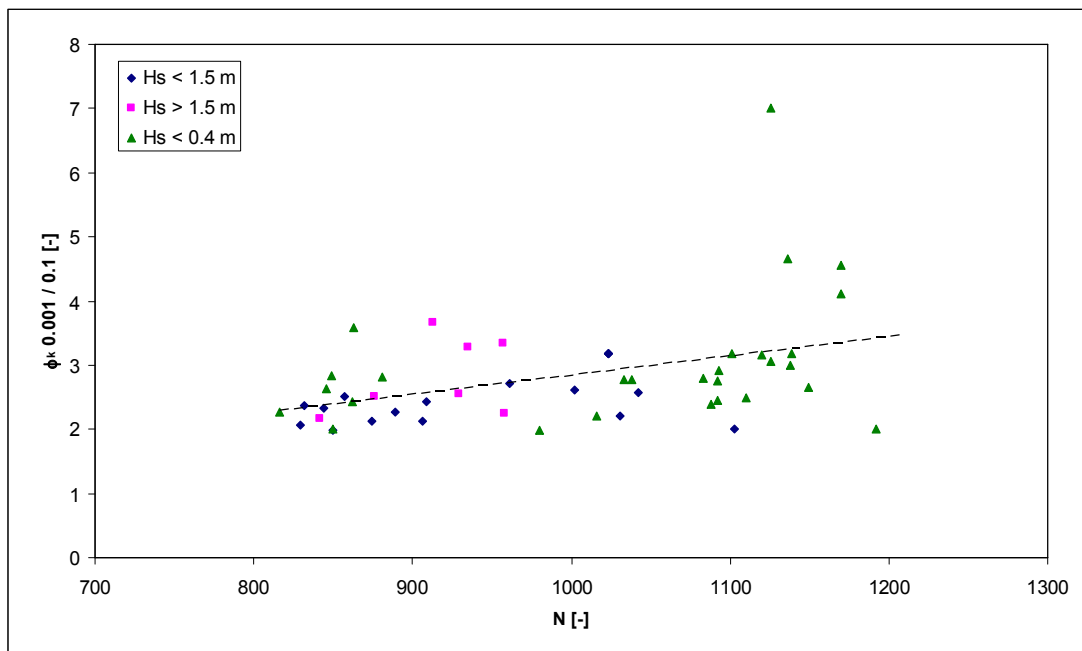
**Figuur 4** Indicatie spreiding  $\phi_{\max}/\phi_{0.1}$  voor golffront in beschikbare datasets van golfseries (inclusief testen Scheldegoet)



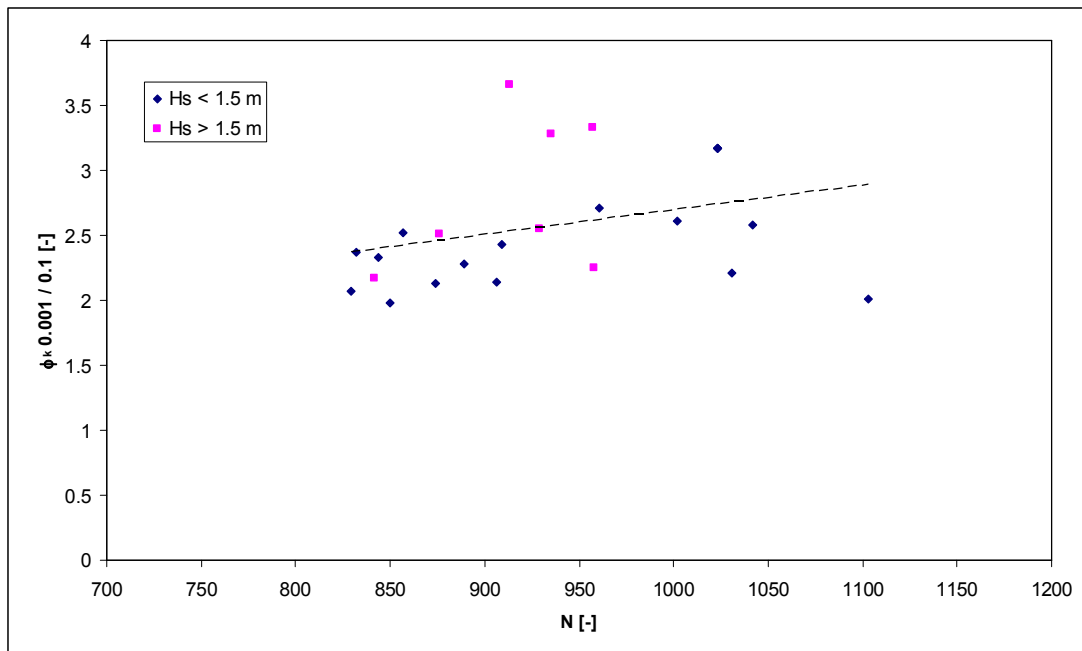
**Figuur 5** Indicatie spreiding  $\phi_{\max}/\phi_{0.1}$  voor golffront in beschikbare datasets van golfseries (exclusief testen Scheldegoet)

Voor dezelfde overgebleven set met golfseries is deze vergelijking ook gemaakt voor het belastinggeval golfklap. De verhouding van de 0.001 en de 0.1 waarde is ook redelijk constant. Daarbij is opvallend dat de spreiding veel groter is. De gemiddelde waarde van de verhouding is 2.5. Bij het belastinggeval golffront is deze verhouding 1.5. Bij een Rayleigh verdeeld golfveld is deze verhouding 1.73. De spreidingswaarden voor het geval golffront sluiten dus veel beter aan bij de Rayleigh verdeling dan de waarden voor het geval golfklap. Dit geldt overigens voor alle parameters van de golfklap: de breedte, de piekwaarde, de helling, etc.

De meetwaarden van de Scheldegoot vergroten de spreiding bij het belastinggeval golfklappen. Aangezien dit (waarschijnlijk onterecht) conservatief werkt bij de veiligheidsbeschouwing, worden de meetwaarden van de Scheldegoot bij het bepalen van de veiligheidsfactoren in het vervolg buiten beschouwing gelaten.



**Figuur 6** Indicatie spreiding  $\phi_{\max}/\phi_{0.1}$  voor golfklap in beschikbare datasets van golfseries (inclusief testen Scheldegoot)



**Figuur 7** Indicatie spreiding  $\phi_{\max}/\phi_{0.1}$  voor golfklap in beschikbare datasets van golffseries (exclusief testen Scheldegoet)

Voor de statistische beschrijving van deze waarden wordt gekozen voor de log-normale verdeling. De normale verdeling is niet toepasbaar vanwege de ligging van het gemiddelde, dit zou negatief worden. De Rayleigh verdeling volstaat niet voor beschrijving van de spreiding van de waarden van het geval golfklap.

De parameters zijn bepaald door de cumulatieve verdelingsfunctie handmatig te fitten aan de gemiddelde meetwaarden voor de overschrijdingskansen 0.1, 0.02 en 0.001. Het gemiddelde is bepaald afhankelijk van  $H_s$  omdat er een vrij sterke trend aanwezig blijkt.

**Tabel 10**

Parameters log-normale verdeling data golffront			
$\phi_b/H_s$	$H_s = 0.5$ m	$H_s = 1.0$ m	$H_s = 1.5$ m
mu	0.73	0.68	0.61
sig	1.39	1.35	1.31
V	1.92	1.99	2.14
mu x sig	1.01	0.91	0.80
mu x sig <sup>2</sup>	1.40	1.23	1.05
mu x sig <sup>3</sup>	1.95	1.67	1.38

Parameters log-normale verdeling data golfklap			
$\phi_k/H_s$	$H_s = 0.5$ m	$H_s = 1.0$ m	$H_s = 1.5$ m
mu	1.00	0.95	0.90
sig	1.46	1.58	1.70
V	1.46	1.67	1.88
mu x sig	1.46	1.51	1.54
mu x sig <sup>2</sup>	2.14	2.39	2.61
mu x sig <sup>3</sup>	3.13	3.78	4.44

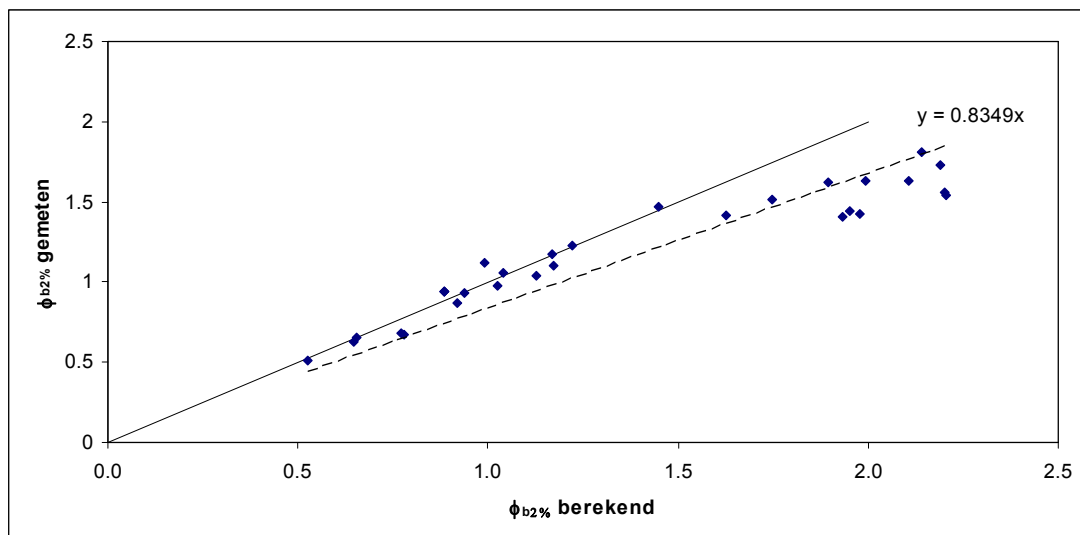
### 3.4 Stijghoogte op talud; evaluatie variatiecoëfficiënten

De modelwaarden zijn gebaseerd op de 2% overschrijdingswaarden. Deze modelwaarden worden conform het protocol in NEN-EN 1990 geëvalueerd.

Voor het geval golffront luidt de modelformule voor de stijghoogte op het talud:

$$\phi_{b,2\%} = \min(0.5 + 0.12\xi_{op} / \tan \alpha, 2.3)H_s$$

In de onderstaande figuur zijn de hiermee verkregen modelwaarden vergeleken met de experimentele waarden. De correctiefactor  $b$  is weergegeven in de figuur. De berekende variatiecoëfficiënt is 0.13. Deze variatiecoëfficiënt is conform de formules in paragraaf 3.2 bepaald ten opzichte van de best fit, in de onderste figuur is dat de gestippelde lijn  $y = 0.8349x$ .



**Figuur 8** Stijghoogte op talud; geval golffront; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden

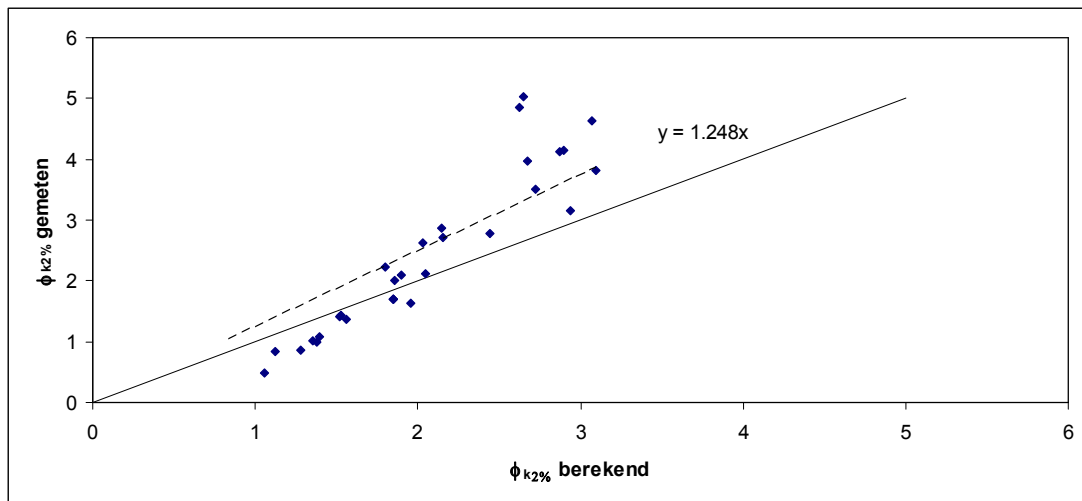
Voor het belastinggeval golfklap wordt dezelfde werkwijze gevolgd. De modelformule is:

$$\phi_{k,2\%} = H_s (30 - \xi_{op} / \tan \alpha) \left( \frac{\rho_w g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0.2},$$

Waarin de factor  $\left( \frac{\rho_w g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0.2}$  een schaalfactor is,

met  $\rho_w = 1025 \text{ kg/m}^3$ ,  $g = 9.83 \text{ m/s}^2$  en  $\sigma_w = 0.073 \text{ N/m}$ .

Bij uitzetten van de experimentele waarden tegen de modelwaarden wordt een correctiefactor  $b$  gevonden die weergegeven is in de onderstaande figuur. De berekende variatiecoëfficiënt is 0.32.



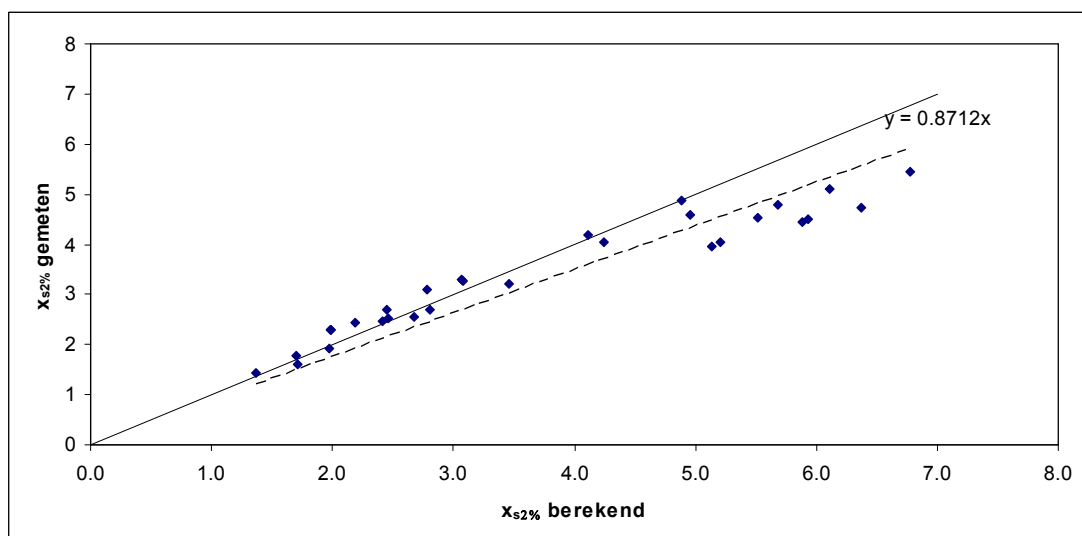
**Figuur 9** Stijghoogte op talud; geval golfklap; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden

Naast de stijghoogte zijn het inslagpunt en de gradiënten van belang.

Het inslagpunt voor het belastinggeval golffront wordt gekarakteriseerd met de parameter  $x_s$ . De modelformule voor  $x_s$  is als volgt:

$$x_s = \min(0.25 + 0.11\xi_{op} \cot \alpha, 2.0)H_s \cot \alpha$$

In de onderstaande figuur zijn de experimentele waarden tegen de berekende waarden uitgezet. De variatiecoëfficiënt bedraagt 0.14. Bij de hoge waarden buigt de trend af.

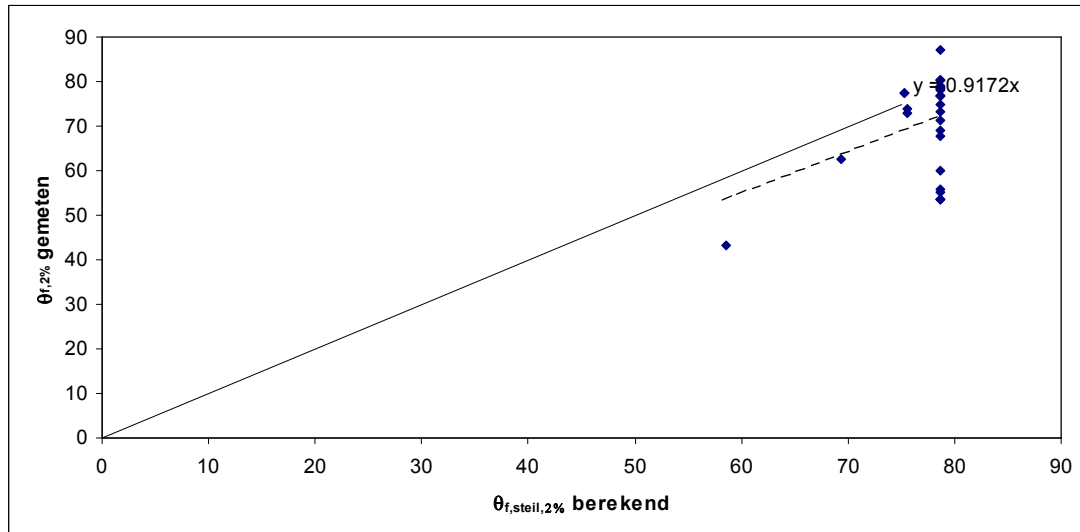


**Figuur 10** Aangevallen punt; geval golffront; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden

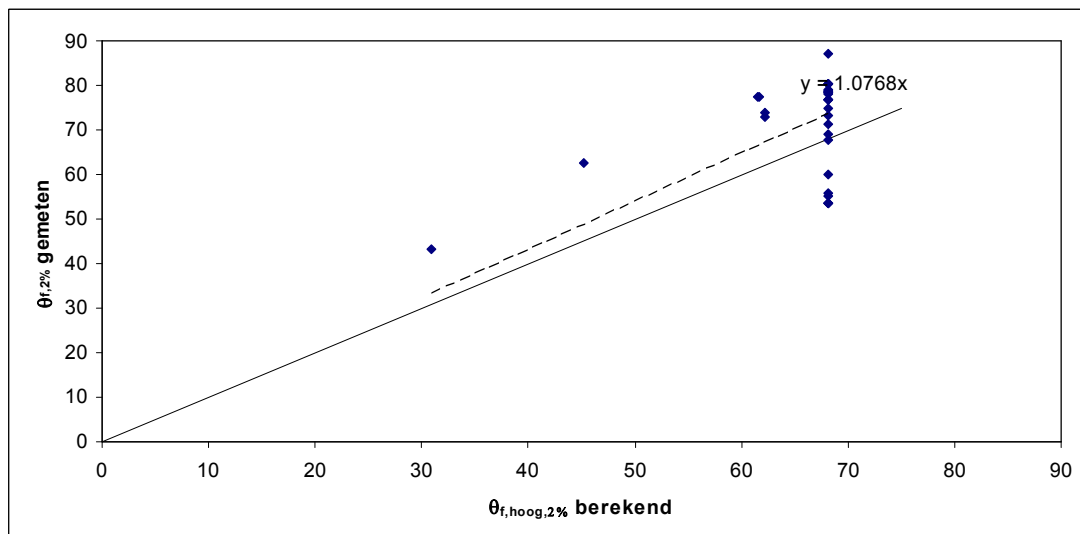
De gradiënt van de stijghoogte op het talud wordt beschreven met de hoek  $\theta$ . Voor het belastinggeval golffront wordt de hoek nader aangeduid als  $\theta_f$ , waarbij er in de modellering onderscheid is gemaakt tussen steile en hoge fronten. De meetwaarden voor de hoek zijn vergeleken met beide modelwaarden. Bij vergelijking van de meetwaarden met de modelwaarden voor het steile front wordt een variatiecoëfficiënt



van 0.14 gevonden en bij het hoge front een waarde coëfficiënt van 0.17. Deze variatiecoëfficiënten zijn acceptabel laag en lijken trendmatig ook correct.

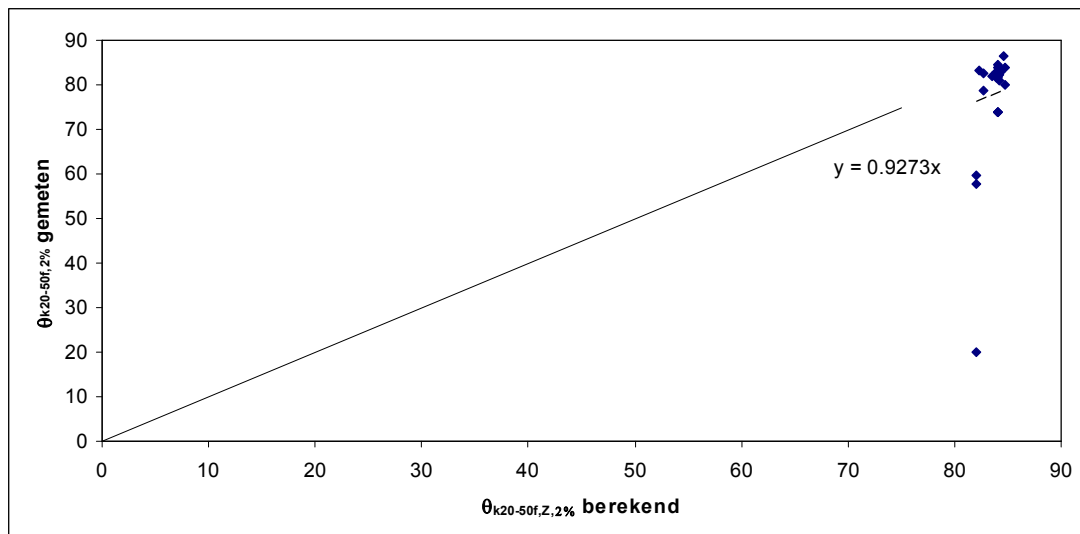


**Figuur 11** Gradiënt stijghoogte op talud (uitgedrukt in hoek); geval golffront; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden voor steil front

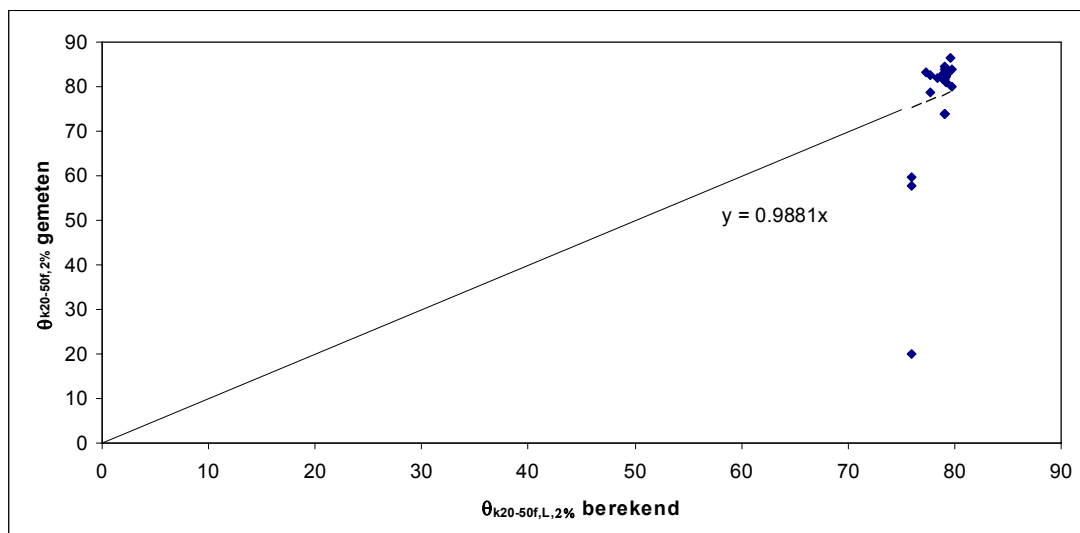


**Figuur 12** Gradiënt stijghoogte op talud (uitgedrukt in hoek); geval golffront; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden voor hoog front

Voor het belastinggeval golffront wordt de hoek nader aangeduid als  $\theta_k$ , waarbij er in de modellering onderscheid is gemaakt tussen de gradiënt van de flank aan de landzijde en aan de zeezijde. Het is onduidelijk op welke van de twee gevallen de meetwaarden betrekking hebben. De meetwaarden voor de hoek zijn vergeleken met beide modelwaarden. Bij vergelijking van de meetwaarden met de modelwaarden voor de zeezijde wordt een variatiecoëfficiënt van 0.25 gevonden en bij de landzijde een coëfficiënt van 0.24. Deze variatiecoëfficiënten zijn vrij hoog.



**Figuur 13** Gradiënt stijghoogte op talud (uitgedrukt in hoek); geval golfklap; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden voor zeezijde



**Figuur 14** Gradiënt stijghoogte op talud (uitgedrukt in hoek); geval golfklap; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden voor landzijde

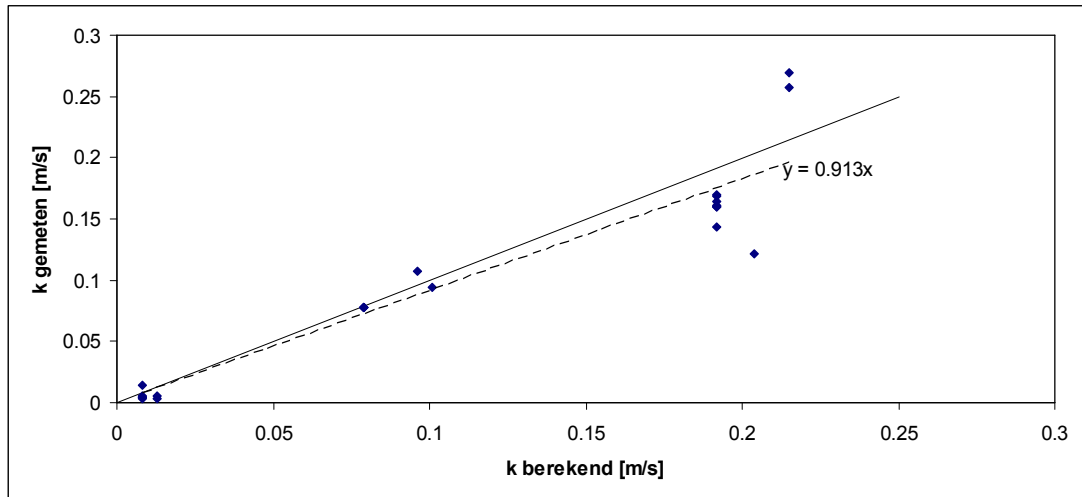
### 3.5 Doorlatendheid toplaag

De doorlatendheid van de toplaag en van de filterlaag is van belang voor de effectieve belasting op de toplaag. Doorlatendheden vertonen in het algemeen een nogal sterke spreiding. Er zijn meetdata beschikbaar. Voor de meetdata zijn er twee typen bronnen: experimenten op filter- en toplaagconstructies in het WL, en veldmetingen van de toplaagdoorlatendheid vergaard bij de meetcampagnes van de trekproeven.

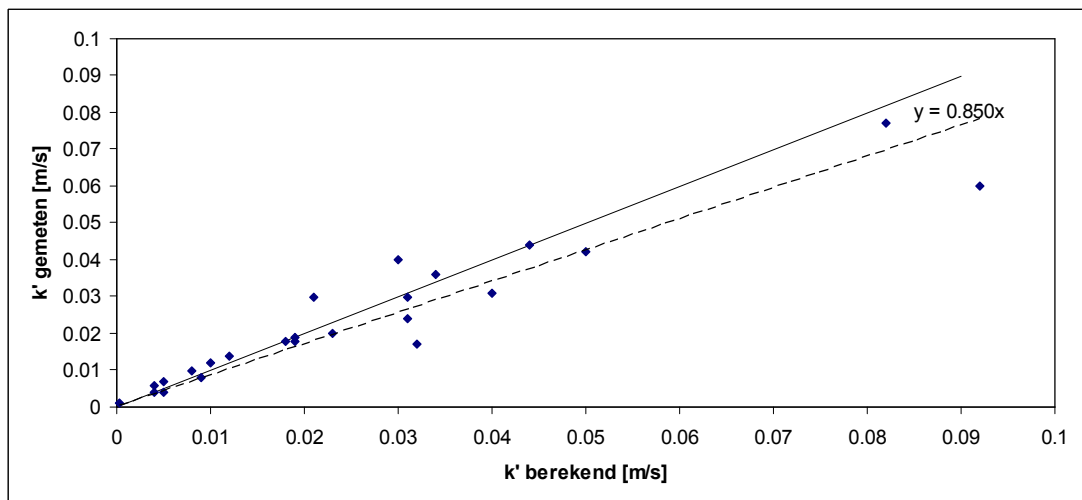
#### Meetwaarden experimenten

Van de experimenten met de nagebouwde filter- en toplaagconstructies is telkens een gemeten en een berekende waarde beschikbaar. De meetwaardes zijn gebruikt om de modelberekeningen te verbeteren. De verbeterde modelformules zijn toegepast in

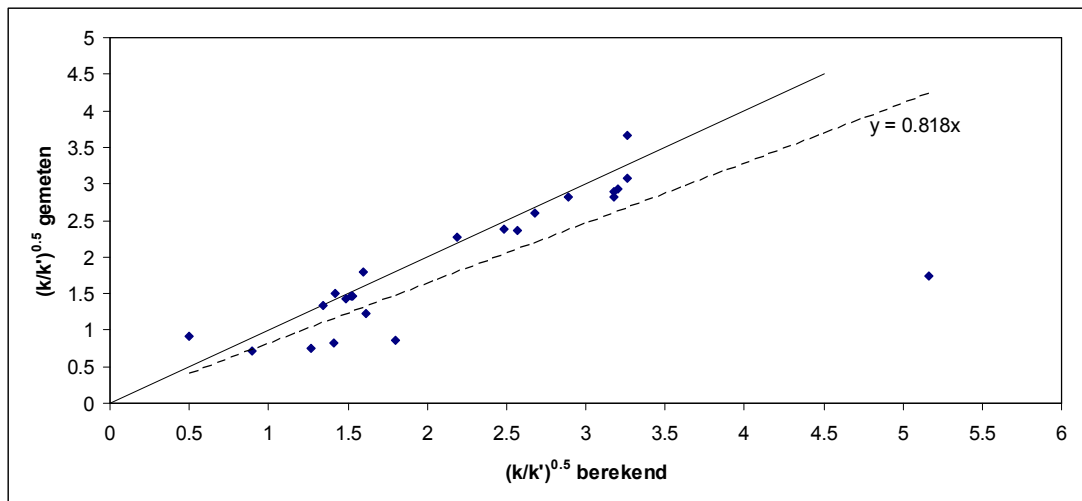
SteenToets 2008. De gemeten en berekende waarden kunnen telkens tegen elkaar uitgezet worden, waardoor de onderstaande figuren ontstaan. Achtereen volgens zijn de filterdoorlatendheid, de toplaagdoorlatendheid en het quotiënt van die twee uitgezet. Het quotiënt is evenredig met de belangrijke ontwerpparameter van de lek lengte.



**Figuur 15** Filterdoorlatendheid; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden



**Figuur 16** Toplaagdoorlatendheid; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden



**Figuur 17** 'Leklengte'; experimentele waarden vergeleken met modelwaarden

Bij een perfect model en bij het ontbreken van spreiding in de natuur, zouden de weergegeven punten alle op de 45° lijn door de oorsprong moeten liggen.

Het blijkt dat de werkelijke karakteristieke belasting enigszins lager ligt dan de gemodelleerde.

De op grond van deze waarden berekende variatiecoëfficiënt is 0.35.

De partiële veiligheidsfactor kan worden geschat met de formule:

$$\gamma = 1 + 0.4 \times 0.7V\beta$$

De grootte van  $\beta$  is gelijk aan 2.3 bij een faalkans van 1% en 1.3 bij 10%

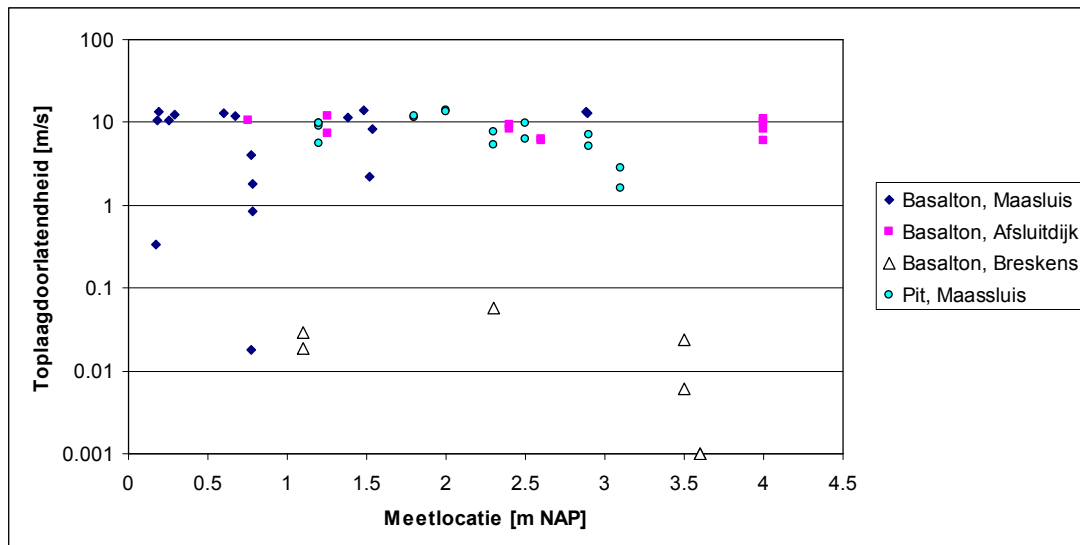
Dit leidt tot de volgende factoren:

**Tabel 11**

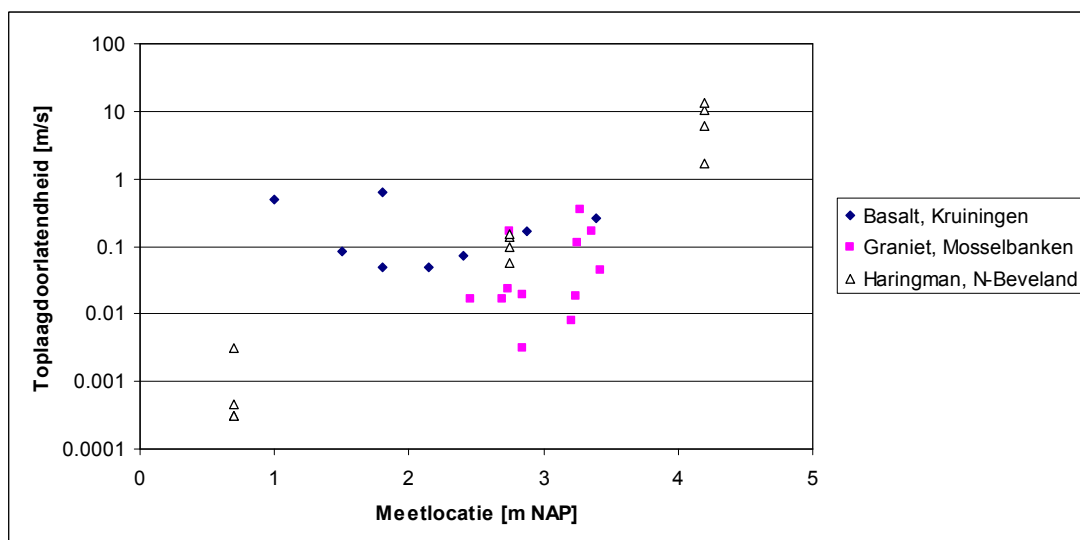
1%	$\gamma$
Doorlatendheid	1.23

10%	$\gamma$
Doorlatendheid	1.13

### Veldmetingen



**Figuur 18** Toplaagdoorlatendheid; meetresultaten open bekledingen



**Figuur 19** Toplaagdoorlatendheid; meetresultaten overige bekledingen

Op grond van de waarden in het veld worden veel hogere spreidingswaarden gevonden. Ook de ligging van het gemiddelde is veel hoger. De indruk is dat dit veroorzaakt wordt door uitwassing, wat een gunstig effect op de stabiliteit van het losse blok heeft. De gegevens om deze meetwaarden goed te correleren met berekende waarden ontbreken.

### 3.6 Overige belasting variabelen

Van de overige belasting variabelen zijn geen data beschikbaar of deze zijn niet dominant in het eindresultaat en worden met de spreiding van de overige parameters geacht te zijn verdisconteerd.

### 3.7 Indicatie partiële factoren belasting

In de onderstaande tabel worden veiligheidsfactoren gegeven voor de belastingen. De factoren geven rekenwaarden te berekenen uit de gemodelleerde waarden in SteenToets. Indien onverkort toegepast zouden de factoren een correctie voor de ligging ( $b$ ) en een partiële factor voor de spreiding ( $\gamma$ ) moeten bevatten.

De factor  $b \gamma$  die dan ontstaat, is gepresenteerd in de linkerhelft van tabel 12. Deze factor is relatief hoog en geeft een vertekend beeld van de werkelijke onzekerheid in de belastingen.

Indien wordt uitgegaan van een zo goed mogelijk verfijnde de modellering van de karakteristieke belasting als faalbelasting kunnen de factoren in de rechterhelft van tabel 12 worden verkregen. De factoren  $\gamma$  in de rechterhelft van de tabel verdisconteren de werkelijke statistische onzekerheid. Deze overblijvende factor  $\gamma$  wordt gedefinieerd als  $\gamma_f$  (zie tabel 1). De mogelijke correctie op de ligging van de huidige modellering ligt vast met de factor  $b$ , in de linker kolom in tabel 12. De factor 'ertussen' is te beschouwen als de modelfactor  $\gamma_{sd}$ . Op deze wijze wordt de aan te houden factor  $b \gamma$  in de linkerhelft van tabel 12 gesplitst in drie factoren:  $b \times \gamma_{sd} \times \gamma_f$ , respectievelijk liggingscorrectie, model-factor en partiële factor voor statistische onzekerheid. (Bijvoorbeeld voor  $\phi_k$ :  $1.25 \times 1.20 \times 1.26 = 1.89$ ).

**Tabel 12 Overall partiële factor op belasting**

1% faalkans		SteenToets 2008 modellering deelprocessen			Potentie na verdere verfijning modellering		
		V	b	$b \gamma$	V	b	$b \gamma$
golffront	$\phi_b$	0.13	0.8349	1.01	0.10	0.897	1.04
	$x_s$	0.14	0.8712	1.07	0.08	0.9297	1.05
	$\theta_f$	0.14	0.9172	1.12			
golfflap	$\phi_k$	0.32	1.2480	1.89	0.16	0.9928	1.25
	$\theta_k$	0.25	0.9273	1.30	0.19	0.9775	1.28

10% faalkans		SteenToets 2008 modellering deelprocessen			Potentie na verdere verfijning modellering		
		V	b	$b \gamma$	V	b	$b \gamma$
golffront	$\phi_b$	0.13	0.8349	0.93	0.10	0.897	0.98
	$x_s$	0.14	0.8712	0.98	0.08	0.9297	1.00
	$\theta_f$	0.14	0.9172	1.03			
golfflap	$\phi_k$	0.32	1.2480	1.61	0.16	0.9928	1.14
	$\theta_k$	0.25	0.9273	1.14	0.19	0.9775	1.15

**Tabel 13 Opsplitsing partiële factor op belasting**

1% faalkans		SteenToets 2008 modellering deelprocessen		
		Liggings- correctie b	model- factor $\gamma_{Sd}$	partiële factor $\gamma_f$
golffront	$\phi_b$	0.83	1.04	1.16
	$x_s$	0.87	1.09	1.13
golfflap	$\phi_k$	1.25	1.20	1.26
	$\theta_k$	0.93	1.07	1.31

10% faalkans		SteenToets 2008 modellering		
		Liggings- correctie b	model- factor $\gamma_{Sd}$	partiële factor $\gamma_f$
golffront	$\phi_b$	0.83	1.02	1.09
	$x_s$	0.87	1.05	1.08
golfflap	$\phi_k$	1.25	1.12	1.15
	$\theta_k$	0.93	1.04	1.18

De parameters stijghoogte op het talud worden het meest representatief geacht. Het blijkt dat voor deze parameters partiële factoren  $\gamma_f$  van 1.16 en 1.26 van toepassing kunnen zijn, respectievelijk voor het golffront en voor de golfflap.

## 4 ONDERZOEK VARIABELEN STERKTE

### 4.1 Overzicht variabelen

De sterkte variabelen die zijn aan te duiden als stochasten zijn: de normaalkrachtsfactor, de hoogte van de bovenste overgangsconstructie ten opzichte van de waterstand, de toplaagdikte, de voegvullingsgraad en de wrijvingsfactor van wrijving tussen de toplaagelementen.

Van elk van deze parameters is in SteenToets een model gekozen. In dit hoofdstuk worden de modelwaarden vergeleken met beschikbare gegevens over de spreiding.

De normaalkracht is niet een invoerparameter, maar een parameter die in de achtergrond wordt vastgesteld, en bepalend is voor de stabiliteit van de geklemde toplaag. De normaalkracht is afhankelijk van de taludhelling, van de toplaagdikte en van de interactie tussen de toplaag en de filterlagen. Met name deze laatste variabele is van zeer grote invloed op de grootte van de werkelijke normaalkracht. Deze invloed wordt beschreven met de normaalkrachtsfactor.

### 4.2 Normaalkrachtsfactor

De normaalkrachtsfactor is de actuele normaalkracht gedeeld door de normaalkracht in het geval van een wrijvingsloos neergevlijde bekleding. Er zijn in de loop van het ontwikkelen van het SteenToets model twee sets met normaalkrachtsfactoren gehanteerd. De eerste set betreft een lineaire en kwadratische factor vanaf de top van de bekleding. De tweede set betreft een verbeterde modellering (zie deelrapportage kalibratie) waarbij de normaalkrachtsfactor 1.0 is op een bepaalde waarde onder de top van de bekleding (bijvoorbeeld 4 maal de bekledingsdikte onder de top van de bekledingsdikte). Boven dit punt heeft de normaalkrachtsfactor een machtsfunctie, daaronder een lineaire functie.

De eerste set factoren geeft veel stabiliteit bij de hoge waarden van  $\xi$ , waarbij de golffronten laag op het talud belasting geven. De tweede set trekt dat meer recht en verkleint tevens de gevoeligheid op de positie van de bovenste overgangsconstructie.

De tweede set is gemodelleerd in SteenToets. Om praktische redenen is gekozen voor vaste waarden die de vorm van de normaalkrachtsfunctie beschrijven, waarna gekalibreerd moet worden met een overall factor.

Gegevens over de ligging en de spreiding van de normaalkracht als bepalende parameter voor klemming worden ontleend aan een aantal bronnen.

- De database met trekproeven uit de jaren '90
- Het meet- en analyserapport veldproeven op geklemde steenzettingen in Zeeland (2005)
- De meting van de normaalkracht in de Deltagoot (2007)

De normaalkrachtsfactor is gedefinieerd als de normaalkracht gedeeld door de zogenaamde optimale normaalkracht. Deze is gelijk aan de normaalkracht in het geval de toplaag glijdend op het filter ligt.



In de evaluatie van de veldproeven is met behulp van een gecompliceerde berekening de normaalkracht berekend uit de resultaten van de trekproeven. Naast de gevonden trekkrachten zijn daarvoor ook de gemeten verplaatsingen gebruikt.

- Er werd een gemiddelde normaalkrachtsfactor van 0.6 gevonden.
- De normaalkrachtsfactor neemt sterk toe met de leeftijd van de bekleding. Dit gegeven is niet gemodelleerd in SteenToets.
- De waarde van de normaalkrachtsfactor had een zeer sterke spreiding. De verschillen tussen de verschillende locaties was groot. Binnen de locaties werden minder grote spreidingen aangetroffen.
- Verder werd er bij de veldproeven een correlatie van sterkte en stijfheid gevonden.

De trekproef resultaten uit de database van Rijkswaterstaat hebben de eigenschap dat er geen trekkrachten boven de 900 kg gemeten zijn. Er zijn wel verplaatsingsmetingen beschikbaar en met deze metingen, en de wetenschap dat sterkte en stijfheid gecorreleerd zijn, is er een extra gegeven aan te voeren over de ruimtelijke spreiding van de klemming op een bepaald dijkvak.

De normaalkrachtsfactor is gebruikt als kalibratie tool. De ligging van de met SteenToets bepaalde stabiliteitsgetallen is in overeenstemming gebracht met de Deltagoot-resultaten. Per steentype is daarmee de gemiddelde, op dat moment aanwezige sterkte uit klemming bepaald. Voor de veiligheidsbeschouwing is nu van belang om vast te stellen wat, gegeven een bepaalde ligging, de spreiding is, en daarmee het risico op zwakker geklemde plekken.

Het onderzoek naar ruimtelijke spreiding is vrij omvangrijk, vanwege de grote hoeveelheid data. De gemeten verplaatsingsdata, en daaruit afgeleide stijfheidsgetallen geven, vanwege de range van metingen, een goed beeld van de spreiding.

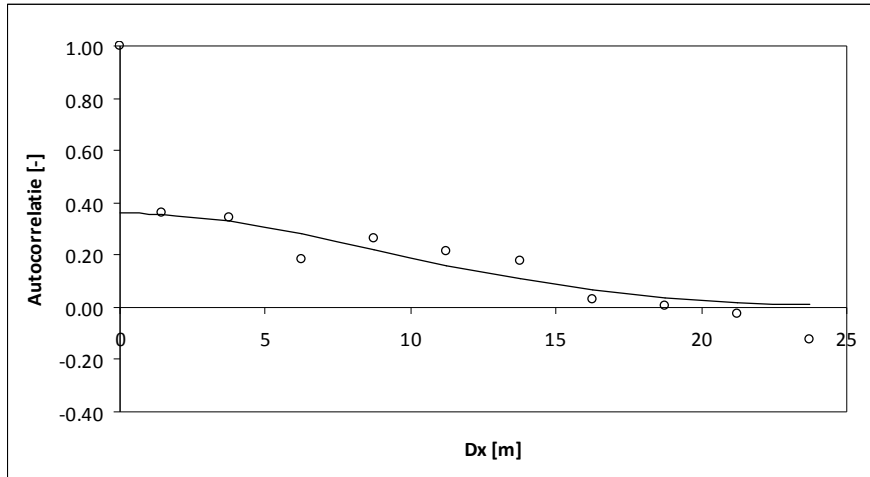
De belangrijkste bevindingen zijn:

Op 'micro'-niveau is er veel spreiding. De fluctuatie in resultaten tussen naburige stenen lijkt veroorzaakt door het beurtelings sterker en zwakker geklemd liggen van de stenen. De stenen ondervinden klemming door contactkrachten. De contactkrachten worden tussen verschillende rijen van stenen niet als een gelijkmatige verdeelde druk overgedragen. De som van de contactkrachten vertegenwoordigt een constante waarde, waardoor positieve pieken in de nabijheid moeten worden afgewisseld met negatieve pieken.

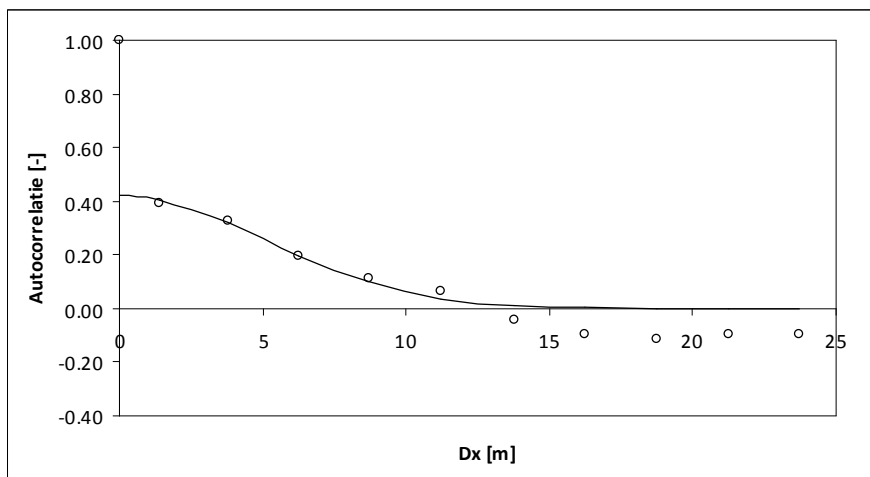
De spreiding op 'macro'-niveau is milder. Indien men trendlijnen tekent door sets met verplaatsingsdata die een serie metingen over bijvoorbeeld 50 of 100 m representeren, dan is er een lichte fluctuatie met een golflengte van bijvoorbeeld 30 of 50 m waar te nemen. Bij een objectief statistisch onderzoek naar de ruimtelijke spreiding en naar de correlatie van meetwaarden met een zekere afstand tot elkaar, is dit in eerste instantie niet terug te vinden.

Indien echter de spreiding op 'micro'-niveau geëlimineerd wordt door de punten in dataset te vervangen door het gemiddelde van 3 of 5 naast elkaar gelegen punten, en deze set vervolgens bewerkt wordt, worden wel ruimtelijke spreidingen gevonden. Op de meetset voor de Afsluitdijk worden correlatieafstanden tussen de 7 en 12 m gevonden. Indien op een willekeurig punt een bepaalde waarde voor de stijfheid uit plaatwerking wordt gevonden, is er een betrouwbare kans dat een ander punt binnen deze afstand een vergelijkbare waarde heeft. Dat geldt zowel voor punten die boven als voor punten die onder het gemiddelde liggen. Dit duidt op boogwerking. Het is bekend

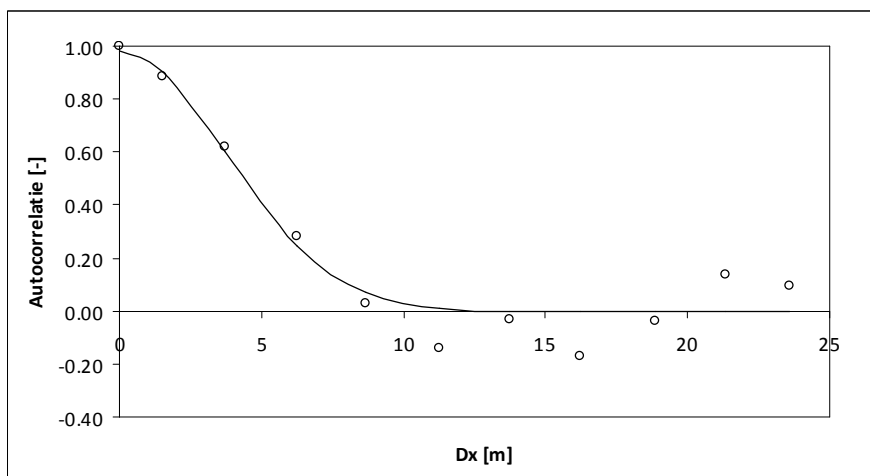
dat dit verschijnsel bestaat, en op deze wijze kan worden aangetoond in welke mate het in het veld aanwezig is.



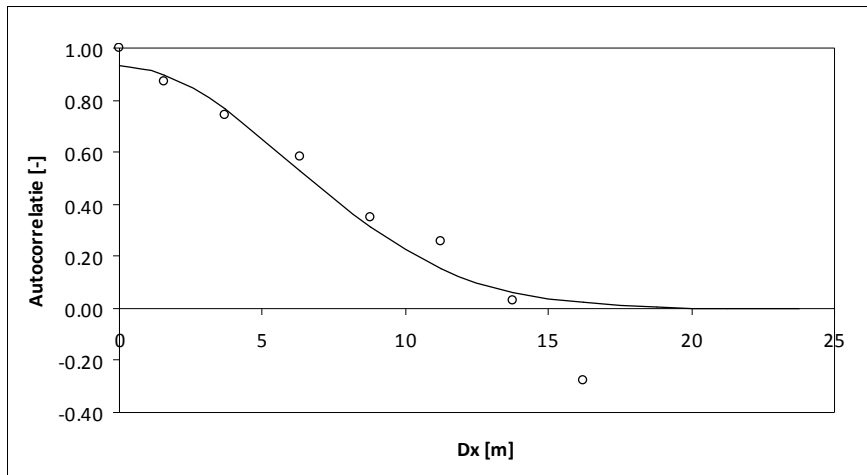
**Figuur 20** Afsluitdijk Raai A; correlatieafstand 12.5 m.



**Figuur 21** Afsluitdijk Raai D; correlatieafstand 7.2 m.



**Figuur 22** Afsluitdijk Raai H; correlatieafstand 5.3 m



**Figuur 23 Afsluitdijk Raai K; correlatieafstand 8.3 m.**

Ten behoeve van de veiligheidsbeschouwing geldt de volgende redenering.

In de Deltagoot wordt een stuk steenzetting van 5 m breedte beproefd. Binnen deze 5 m is niet veel variatie in klemming te verwachten.

Op een werkelijk te toetsen dijk worden, onder de toetsomstandigheden, golfvrenten en golfklappen verwacht die de toplaag over een zekere breedte min of meer gelijktijdig belasten. Bij een goed geklemde zetting is het dan ook toelaatbaar om de stabiliteitsbijdrage uit klemming te baseren op een gemiddelde waarde van de klemming over 5 m breedte.

Op deze wijze wordt de vrij sterke micro-fluctuatie voor een belangrijk deel geëlimineerd.

**Tabel 14**

Gemiddeld over $n$ nevenliggende punten	1	3	5	7
Variatiecoëfficiënt stijfheidswaarden	0.87	0.52	0.44	0.38

Er is een macro-fluctuatie geconstateerd. Op dit moment wordt voorgesteld om hier geen aparte reductie voor in rekening te brengen, maar deze samen met een statistische reductie te verdisconteren in een partiële veiligheidsfactor.

Voor de veldproeven kunnen de op basis van terugrekenen bepaalde normaalkrachten dienen als basis data voor de spreiding van de parameter normaalkrachtsfactor. Voor de twee data sets met identieke stenen waarvoor dit kan worden onderzocht worden variatiecoëfficiënten van respectievelijk 0.32 en 0.25 gevonden. Het ligt niet voor de hand om de spreiding in de resultaten van deze veldproeven ook met middeling verder te reduceren. Deze proeven zijn uitgevoerd met grote trekbelastingen waarmee telkens reeds velden van ca 4 m breedte worden belast. Daardoor vind er binnen het proefveld reeds een uitmiddeling van kleine fluctuaties plaats.

De partiële veiligheidsfactor wordt bepaald op basis van een variatiecoëfficiënt van 0.40:

**Tabel 15**

1%	$\gamma$
Normaalkrachtsfactor	1.64

10%	$\gamma$
Normaalkrachtsfactor	1.36

Deze factoren zouden moeten worden toegepast indien er bij de kalibratie naar gestreefd was de lijn van het programma precies op het faalpunt te leggen. Dat is niet gebeurd. Daarom zal het nodig zijn om slechts een gedeelte van de berekende factoren, of misschien in het geheel geen partiële factoren toe te passen op de normaalkrachtsfactor.

### 4.3 Bovenste overgangsconstructie

De normaalkrachtsopbouw is in het model gevoelig voor de positie van de bovenste overgangsconstructie. Er ontbreken gegevens om het model hier goed op te kunnen kalibreren. In het bepalen van de positie van de bovenste overgangsconstructie zelf zit niet veel onzekerheid. Een onzekerheid in de waterstand kan wel van invloed zijn. Bij SteenToets is deze er niet omdat het toetspeil geen stochast is.

### 4.4 Voegvulling

De voegvulling is van groot belang voor de stabiliteit van de steenzetting bij extreme belasting. De voegvulling heeft effecten op de doorlatendheid en op de samenhang en de klemming van de toplaag.

Indien de voegvulling (deels) ontbreekt wordt de toplaag meer doorlatend. Dat is gunstig voor de stabiliteit. De toplaagelementen kunnen ook los komen te liggen. Dat is ongunstig voor de stabiliteit.

Er zijn wel indicaties van de spreiding in voegvulling. Deze kunnen extreme situaties opleveren. De voegen kunnen volledig dichtgroeien en verzanden en kunnen op andere locaties ook (telkens opnieuw) uitspoelen.

De in situ metingen van de toplaag doorlatendheid laten extreme uitschieters zien naar een grote doorlatendheid. Dat kan (deels) verklaard worden uit het waarschijnlijk volledig ontbreken van voegvulling.

Betreffende de mechanische werking van de voeg is het lastiger om een verband te leggen. De enige metingen die dit verband onderzoeken zijn laboratorium metingen (2003) op horizontaal opgebouwde en middels drukvizels opgespannen stukken toplaag. Een toplaag zonder voegvulling bleek daar enigszins zwakker dan een wel toplaag met voegvulling.

Het is onduidelijk of de steenzetting op de dijk, waar de voegvulling uit verdwijnt, ook de sterkte zal behouden. Het risico op het bezwijken volgens het mechanisme van een los blok zal toenemen.

Er zijn geen in situ metingen met een betrouwbare correlatie tussen de mate van voegvulling en de sterkte.

In het kader van de veiligheidbeschouwing worden in SteenToets de volgende regels aanbevolen.

Om met klemming te mogen rekenen moet de voegvulling minimaal tot halverwege de dikte van de toplaag aanwezig zijn.

Bij het ontbreken van voegvulling mag er niet met klemming gerekend worden, en valt de stabiliteit terug op de sterkte van het losse blok.

**Tabel 16**

		filter	
		conform ontwerp	ingezand
voegvulling	geen	geen klemming	n.v.t.
	conform ontwerp	Klemming	stabiliteit hoger dan berekend
	ingezand	n.v.t.	stabiliteit hoger dan berekend

Op deze wijze worden de risico's op onveilige toetsresultaten afgedekt.

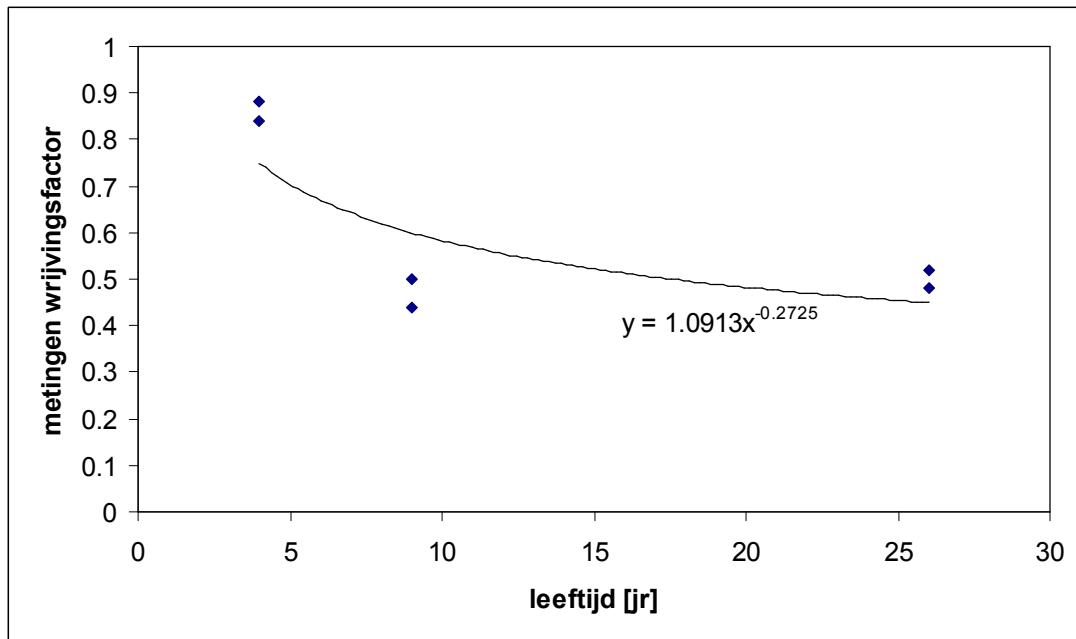
#### 4.5 Wrijvingsfactor

Variatie in de wrijvingsfactor heeft een effect daar waar de dwarskracht maatgevend is.

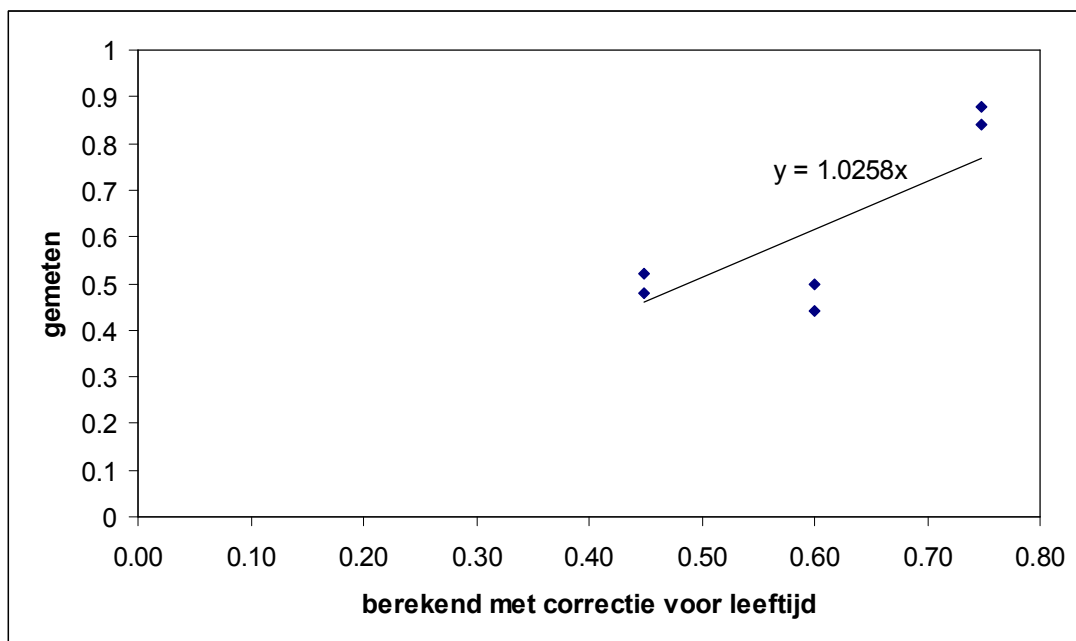
Spreiding in metingen voor de wrijvingsfactor worden ontleend aan het veldproeven rapport. Bij de analyse van de data is een afhankelijkheid van de leeftijd geconstateerd. Deze is niet gemodelleerd in SteenToets. Er zijn onvoldoende kalibratiedata die gegevens geven over de leeftijd.

De wrijvingsfactor neemt af in de tijd en de normaalkrachtsfactor neemt toe in de tijd. Door beide effecten niet mee te modelleren bestaat de indruk dat de berekende sterkte gemiddeld goed is.

Bij het bepalen van de veiligheidsfactor is het wel nodig de leeftijdsafhankelijkheid mee te nemen omdat anders een te grote spreiding gevonden wordt. De meetdata in onderstaande figuur worden geanalyseerd door de afwijking ten opzichte van de trend te beschouwen.



**Figuur 24** Trend afname wrijvingsfactor in de tijd.



**Figuur 25** Vergelijking gemeten en gemodelleerde wrijvingsfactor.

Op deze wijze wordt een variatie coëfficiënt berekend van 0.20.

De karakteristieke waarde van  $f_{wr}$  op 5 jaar bedraagt 0.7.  
 Uitgaande van een aanbevolen waarde van  $f_{wr} = 0.6$ .

De partiële veiligheidsfactoren bedragen dan:

$$\gamma = \frac{1 + 0.7 \times 0.20 \times 2.3}{0.7 / 0.6} = 1.13 \text{ voor een faalkans van 1\%}$$

$$\gamma = \frac{1 + 0.7 \times 0.20 \times 1.3}{0.7 / 0.6} = 1.04 \text{ voor een faalkans van 10\%}$$

#### 4.6 Overige sterkte variabelen

Van de overige sterkte variabelen zijn geen data beschikbaar of deze zijn niet dominant in het eindresultaat en worden met de spreiding van de overige parameters geacht te zijn verdisconteerd.

#### 4.7 Indicatie partiële factoren sterkte

In de onderstaande tabel worden veiligheidsfactoren gegeven voor de sterkte. De factoren geven rekenwaarden te berekenen uit de karakteristieke waarden in SteenToets.

Deze factoren verdisconteren de statistische onzekerheid. Hierbij wordt uitgegaan van de modellering van de karakteristieke belasting als faalbelasting.

**Tabel 17**

1%	$\gamma$
Normaalkrachtsfactor	1.64
Wrijvingsfactor	1.13

10%	$\gamma$
Normaalkrachtsfactor	1.36
Wrijvingsfactor	1.04

## 5 FORM ANALYSE

### 5.1 Werkwijze

Bij een probleem waarbij belasting en sterkte elk met meerdere stochastische variabelen worden beschreven kunnen de partiële veiligheidsfactoren worden berekend met de First Order Reliability Method (FORM).

Bij de veiligheidsbeschouwing van SteenToets was het de bedoeling om de onzekerheid in de sterkte en in de belasting elk te vangen in één bulkparameter, waarover een partiële veiligheidsfactor wordt toegepast.

De veiligheidsfactoren kunnen sterk vereenvoudigd worden bepaald, mits zij voldoen aan voorwaarden. De variatie in sterkte en in belasting is niet gecorreleerd. Verder moet de maat van de spreiding van de sterkte en de belasting in dezelfde orde van grootte zijn. Er geldt als eis:

$$0.16 < \frac{\sigma_S}{\sigma_R} < 7.6$$

met  $\sigma$  = de standaardafwijking.

De berekende variatiecoëfficiënt voor de belasting is 0.19 en voor de sterkte 0.40. Het product van de veiligheidsfactoren bedraagt maximaal circa  $1.4 \times 1.6 = 2.2$ . Het quotiënt  $\sigma_S / \sigma_R$  bedraagt minimaal  $0.19 / (2.2 \times 0.40) = 0.21$ . Daarmee wordt dus voldaan aan de voorwaarde om de eenvoudige formules te kunnen gebruiken.

De veiligheidsfactoren kunnen zo worden bepaald dat de factor over de dominante belasting gelijk is aan:

$$\gamma_S = 1 + 0.7V\beta$$

Voor niet-dominante belastingparameters:

$$\gamma_S = 1 + 0.4 \times 0.7V\beta$$

Voor sterkte parameters:

$$\gamma_R = 1 + 0.8V\beta$$

Voor 1% faalkans geldt  $\beta = 2.3$ , voor 10% faalkans geldt  $\beta = 1.3$ .

De rekenwaarden van de belastingen worden bepaald uit:

$$S_d = \gamma_S S_{rep}$$

$$R_d = \frac{R_{rep}}{\gamma_R}$$

De constructie voldoet aan de norm indien:

$$S_d < R_d$$



## 5.2 Overzicht bepaalde partiële veiligheidsfactoren

De bepaalde veiligheidsfactoren zijn weergegeven in de onderstaande tabellen.

De belasting factoren zijn alle bepaald als dominante belasting. Dat is gedaan om de volgende redenen. De parameters zijn sterk gecorreleerd, bij een groot stijghoogteverschil, hoort een grote hoek. Een tweede reden is dat de verschillende belastinggevallen golffront en golfklap elk dominant zijn in een ander gebied. De belastinggevallen worden in het programma beide geëvalueerd als parallel optredende belastingen. Een van beide is telkens dominant. Door de beide als potentieel dominante belasting te behandelen en de belastingen niet te combineren, wordt telkens het correcte resultaat gevonden.

In de tabellen zijn de partiële factoren die de statistische onzekerheid uitdrukken weergegeven en tevens de modelfactoren. Deze laatste zijn in de onderstaande tabel weergegeven als een combinatie van de modelfactor en de (nu ingeschatte mogelijkheid van) correctie op de ligging.

**Tabel 18**

	1% faalkans		10% faalkans	
	golffront	golfklap	golffront	golfklap
Belasting $\gamma_f$	1.16	1.26	1.09	1.15
Modelfactor $\gamma_{Sd}$	0.87	1.50	0.85	1.40
Modelfactor $\gamma_{Rd}$	Te bepalen uit beschouwing overall resultaat modellering			
Sterkte $\gamma_m$	1.64		1.36	
Doorlatendheid $\gamma_f$	1.23		1.13	

## 6 LIGGING MODEL TEN OPZICHTE VAN BEZWIJKPUNTEN DELTAGOOT

Het model SteenToets is geijkt aan bekende bezwijkpunten van proefnemingen in de Deltagoot. Dit is gebeurd door de ligging van de lijnen van de modelresultaten zo goed mogelijk te positioneren tussen de punten waarvan bekend is dat er net géén falen optrad (punten a en b) en de bezwijkpunten (punten c en d).

Omdat hierbij een enigszins veilige benadering is gekozen, liggen de bezwijkpunten c en d gemiddeld gezien boven de resultaten van het model.

Voor twee groepen van resultaten, geklemde en niet-geklemde zettingen, is de ligging van de faalpunten ten opzichte van het model geïnventariseerd en weergegeven in tabel 19 en 20. De coderingen B1 t/m B16 in de tabellen refereren aan de figuurnummers in het WL rapport.

**Tabel 19 Schadepunten en modelpunten voor geklemde zettingen**

Geklemd	Figuur	H <sub>s</sub> /ΔD		Opmerkingen
		Modelpunten	Schadepunten c en d	
Basalton	B13	4.45	4.72	
Hydroblocks	B14	6.12	7.34	hergebruikt
		5.11	6.29	
		3.81	4.08	
		5.01	4.71	
		4.94	5.04	
C-Star en Pit-Polygoon	B16	4.69	6.10	
		5.00	6.10	
		3.93	6.48	

**Tabel 20 Schadepunten en modelpunten voor niet-geklemde zettingen**

Niet-geklemd	Figuur	H <sub>s</sub> /ΔD		Opmerkingen
		Modelpunten	Schadepunten c en d	
plat gezette blokken	B4	3.78	4.38	
		3.89	5.60	
		3.07	4.64	
	B7	2.80	5.54	
		3.13	5.82	
		3.89	6.11	
	B8	1.92	2.78	
		1.79	2.67	
		1.74	2.82	
		2.80	3.72	
		2.78	3.61	
		2.29	3.37	
		2.39	3.06	
		2.92	3.24	
		2.74	3.64	
		2.41	3.57	
blokken op hun kant	B9	4.30	5.33	
		3.75	4.84	
		3.28	4.72	
		3.25	3.19	
		6.13	5.95	
		4.87	6.18	

Niet-geklemd	Figuur	H <sub>s</sub> /ΔD		Opmerkingen
		Modelpunten	Schadepunten c en d	
blokken op hun kant	B10	4.70	6.25	
		4.60	5.47	
		5.17	6.05	
		4.29	5.83	
		4.61	5.76	
	B11	3.81	6.21	
		3.87	6.04	
	B12	3.21	3.15	
		1.88	3.16	
		1.97	2.50	
		1.93	2.01	
		1.87	2.58	
Basalt	B15	1.75	2.01	ongesorteerd ongesorteerd
		2.75	2.92	
		2.65	2.60	
		3.15	3.94	
		3.55	3.12	
		2.85	4.08	
2.65	3.95			
2.57	3.32			
2.41	3.25			

Uit de inventarisatie gepresenteerd in de tabellen 19 en 20 blijken een aantal zaken:

- De ligging van de faalpunten c en d is in vrijwel alle gevallen boven de modelpunten.
- De ligging van faalpunten van de geklemd gemodelleerde zettingen is gemiddeld een factor 1.2 boven het modelpunt. Voor de niet-geklemd gemodelleerde zettingen is dat 1.3. De niet-geklemd gemodelleerde zettingen hebben in werkelijkheid dus meer niet-gemodelleerde sterkte dan de geklemd gemodelleerde zettingen. Dat is verklaarbaar, omdat door te rekenen met klemming theoretisch reeds een hogere sterkte wordt bereikt.
- De variatiecoëfficiënten voor de verschillende typen zettingen is redelijk constant. Deze bevindt zich tussen de 0.15 en 0.20, hetgeen beter is dan de variatiecoëfficiënten die uit veldmetingen zijn afgeleid (zie paragraaf 4.2).

Er zijn meerdere manieren denkbaar om deze resultaten getalsmatig te verwerking tot een correctie op de ligging van de modelwaarden ten opzichte van de schadepunten.

Indien wordt uitgegaan van het principe dat het modelpunt gemiddeld op het faalpunt ligt, bedraagt de correctiefactor voor geklemd zettingen 1.18 (met meerekening van alle punten), dan wel 1.21 (met verwaarlozen van de punten met opmerkingen in tabel 16). Voor niet-geklemd zettingen bedraagt deze factor 1.30 (zie figuren 26 en 27).

Indien wordt uitgegaan van het principe dat de ligging van het modelpunt op de karakteristieke waarde van het bezwijkpunt zou moeten liggen is de ligging ongeveer correct.

De berekende variatiecoëfficiënten bedragen 0.154 en 0.174 voor geklemd resp. niet-geklemd. Indien de ligging van de bezwijkpunten wordt beschreven met een overall veiligheidsfactor kan deze worden bepaald uit de formule:

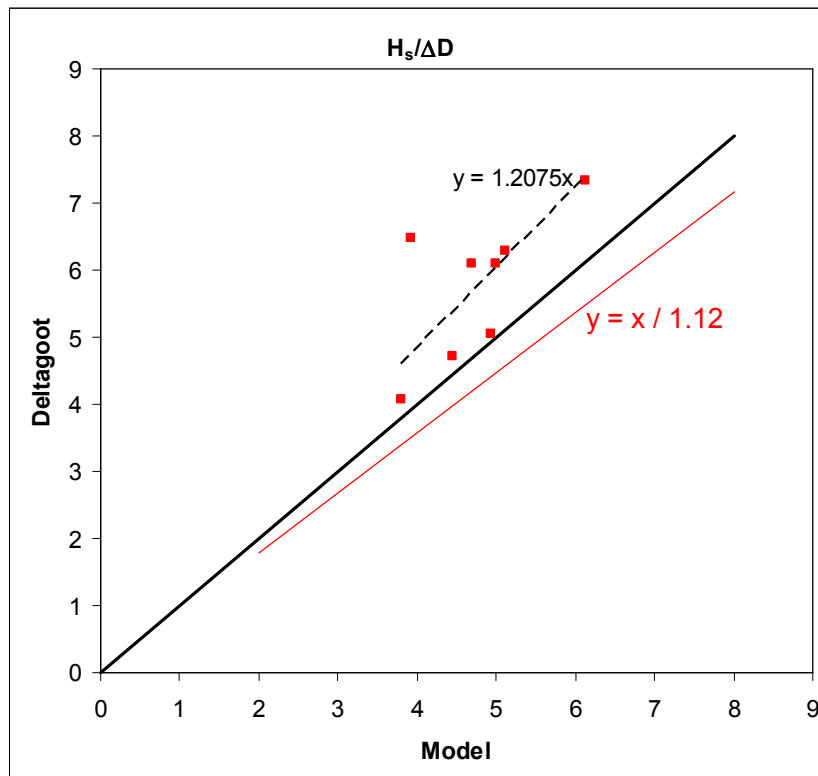
$$\gamma = 1 + V\beta$$

De grootte van  $\beta$  is in dit geval gelijk aan 2.3 (faalkans 1%).

De berekende factoren bedragen 1.35 en 1.40 respectievelijk voor geklemd en niet-geklemd. Na correctie met de afwijking in ligging worden de factoren:  $1.35 / 1.21 = 1.12$  en  $1.40 / 1.30 = 1.08$  voor geklemd respectievelijk niet-geklemd. Indien men de modelwaarden deelt door deze factoren wordt een modelwaarde gevonden met een 1% kans dat deze kleiner is dan de schadepunten.

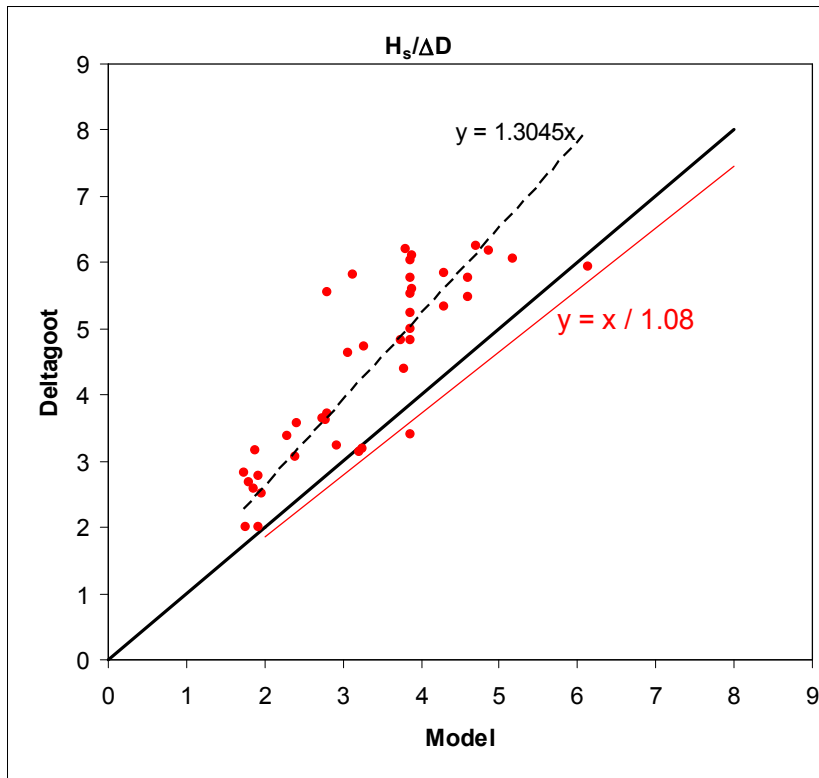
Deze als het ware gecorrigeerde ligging van de modelwaarden is in de figuren weergegeven met een rode lijn.

Op vergelijkbare wijze kunnen de factoren berekend worden voor 10% faalkans. Dit levert 0.99 voor geklemd en 0.94 voor niet-geklemd zettingen.



**Figuur 26** Vergelijking gemeten en gemodelleerde bezwijkniveaus voor geklemd zettingen; de rode lijn is de 1% ondergrens van de bezwijkpunten.

Indien wordt uitgegaan van de benadering dat de kans dat de modelpunten onder de schadepunten c en d liggen even groot moet zijn als de kans dat ze boven de schadepunten a en b liggen, moet er gecorrigeerd worden met een factor die leidt tot een wat hogere ligging van de modelpunten. Hiervoor is niet gekozen.



**Figuur 27**      **Vergelijking gemeten en gemodelleerde bezwijkniveaus voor niet-gekleemde zettingen; de rode lijn is de 1% ondergrens van de bezwijkpunten.**

## 7 CONSEQUENTIES REKENMETHODE VOOR DE PRAKTIJK

### 7.1 Cases

Conform de opdracht voor dit onderzoek worden er enkele praktijkgevallen doorgerekend. Het doel is om te ontdekken of er verschillen ontstaan met de tot nu toe op basis van de vorige versie van SteenToets (versie 4.05) 'goed' bevonden constructies.

Onderstaande constructie betreft een talud met Hydroblocks  $D = 0.315$  m,  $H_s = 2.14$  m. De toplaagstabiliteit is juist goed. Bij  $D = 0.31$  m is de toplaagstabiliteit twijfelachtig en wordt door SteenToets aangegeven dat een geavanceerde toetsing moet worden uitgevoerd.

**Tabel 21 Berekening SteenToets 4.05**

A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K		L		M		N		O		P		Q	
STEENTOETS versie 4.05_WL / Delt Hydraulics, nov. 2005		Naam van dijkvak		Subvakgrenzen		aanlegjaar		schade in jaar		dijkornetatie		niveau ondergrens		niveau bovengrens		toplaag		type		helling te toetsen		helling onder-talud/berm		niveau voorrand		berm-breedte (0=geen)		helling boven-talud		helling berm			
Volg-nr.		van	tot																														
8	1	Voorbeeld		200.00	201.00					20	-1.000	2.000	26.00	pu vi kl			0.370							5.000	4.290	0.070	0.300						
9	2	Voorbeeld		200.00	201.00					20	2.000	5.000	27.30	st ge kl			0.280							5.000	4.290	0.070	0.300						
10	3	Voorbeeld		200.00	201.00					20	5.000	5.300	10.00	st my			0.070							5.000	4.290	0.070	0.300						
11	4	Voorbeeld		200.00	201.00					20	5.310	7.000	27.10	st ge			0.300							5.000	4.290	0.070	0.300						

R		S		T		U		V		W		X		Y		Z		AA		AB		AC		AD		AE		AF		AG		AH		AI		AJ		AK		AL	
D		B		L		spleet		open oppervlak		karakteristieke		soortelijke		inge-wassen		inwasmateriaal		goed gekleemd?		slib		b		D15		D50		porositeit		slib		b		D15		D50		porositeit			
[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
0.340					13.0	70	2950	j	9.0	0.80	j	n	n	n	n	0.150	30.0	80.0	0.30	j																					
0.315					12.0	60	2600	j	7.0	0.70	j	n	n	n	0.100	20.0	35.0	0.35	n																						
0.315	0.400	0.400			5.3	12	2350	n			n	n	n	0.050	12.0	25.0	0.35	n					0.500																		
0.315					13.0	70	2400	j	7.0	0.70	j	n	n	0.100	20.0	35.0	0.35	n																							

AM		AN		AO		AP		AQ		AR		AS		AT		AU		AV		AW		AX		AY		AZ	
GEOTEXTIEL		dijkopbouw		b <sub>ver</sub>		kwaliteit		D50		D90		D15		D50		D90		type bovenste overgangs-constructie		materiaaltransport (TR-S: blz 90)		afstandhouders		Ruimte tussen toplaag en filter			
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
0.150	kk	g	0.030	0.080	0.100	0.160	0.300	b																			
0.150	kl	g	0.030	0.080	0.100	0.160	0.300	b																			
0.150	gk	g	0.100	0.160	0.300	b																					
0.150	gk	g	0.100	0.160	0.300	b																					

BB		BC		BD		BE		BF		BG		BH		BI		BJ		BK		BL	
storm-duur		Golven-tabel		GHW		toetspeil		maatgevende waterstand		Hs		Tp		golfinvalshoek		Score		vanuit ondergrond		vanuit granulaire laag door toplaag	
[uur]	1/2/3	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m]	[s]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	[gr]	
35.0	1	2.200	4.700	2.944	1.736	4.708	5	Goed	Goed	Goed											
35.0	1	2.200	4.700	2.140	6.270	5	Goed	Twijfelachtig	Goed												
35.0	1	2.200	4.700	4.700	2.140	6.270	5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.											
35.0	1	2.200	4.700	4.700	2.140	6.270	5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.											

BM		BN		BO		BP		BQ		BR		BS		BT		BU		BV		BY		BZ		CA		CB		CC		CD	
bermfactor		Hs/AD		ζop		eenvoudige toetsing		Score		gedetailleerde toetsing		Score		score		EROSIE ONDERLAGEN		Score		EINDSCORE											
C <sub>oem</sub>	(met C <sub>oem</sub> en D <sub>oem</sub> )	(met C <sub>oem</sub> en D <sub>oem</sub> )	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]		
1.00	2.72	1.65	3b	0.90	2.56	Twijfelachtig	3.80	Stabiel	Goed	Goed	Goed	Goed	0.0	0.0	Onvoldoende	GOED															
1.00	4.35	1.96	3b	0.80	1.11	Twijfelachtig	5.85	Stabiel	Goed	Goed	Goed	Goed	0.0	0.0	Onvoldoende	TWIJFELACHTIG															
0.38	1.96	1.90	3b	1.38	2.55	Goed	2.56	Stabiel	Goed	Goed	Goed	Goed	0.3	0.0	Onvoldoende	GOED															
0.38	1.89	1.90	3b	1.44	2.64	Goed	2.47	Stabiel	Goed	Goed	Goed	Goed	0.0	0.0	Onvoldoende	GOED															

### 7.2 Berekeningsresultaten SteenToets 2008

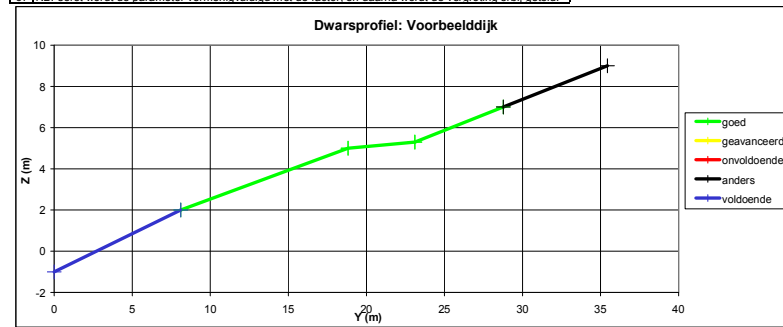
Voor de berekening in SteenToets 2008 wordt dezelfde dijk ingevoerd, met dezelfde steendiktes. De automatisch door SteenToets2008 gegenereerde geselecteerde hydraulische randvoorwaarden zijn licht afwijkend van het geval in SteenToets 4.05. De belasting is 13% lager.

**Tabel 22 Vergelijking belastingen SteenToets 4.05 en 2008**

	Toetspeil	H <sub>s</sub>
SteenToets 4.05	4.7	2.14
SteenToets 2008	5.0	1.87

Tabel 23 Berekening SteenToets 2008

	C	D	E	F	G	H
31	<b>Veiligheidsfactoren bij ontwerp:</b>					
32			factor	vergroting		
33	in verband met stabiliteit toplaag:					
34		golfhoopte	1.10	0.00	[m]	
35		golferiode	1.00	0.00	[s]	
36		stroomsnelheid	1.00	0.00	[m/s]	
37		taludhelling	1.00	0.00	[-]	
39		toplaagdikte	1.00	0.00	[m]	
40		soortelijke massa stenen	1.00	0.00	[kg/m3]	
41		spleetbreedte	1.00	0.00	[m]	
42		open oppervlak	1.00	0.00	[-]	
43		VGD-meting	1.00	0.00	[GPa]	
44		filterlaag dikte	1.00	0.00	[m]	
45		korrelgrootte filter	1.00	0.00	[m]	
46		porositeit filter	1.00	0.00	[-]	
47	in verband met materiaaltransport:					
48		golfhoopte	1.00	0.00	[m]	
49		golferiode	1.00	0.00	[s]	
50		toplaagdikte	1.00	0.00	[m]	
51		spleetbreedte	1.00	0.00	[m]	
52		open oppervlak	1.00	0.00	[-]	
53		filterlaag dikte	1.00	0.00	[m]	
54		korrelgrootte filter	1.00	0.00	[m]	
55		porositeit filter	1.00	0.00	[-]	
56		korrelgrootte van het zand	1.00	0.00	[m]	
57	in verband met afschuiving:					
58		golfhoopte	1.00	0.00	[m]	
59		golferiode	1.00	0.00	[s]	
60		taludhelling	1.00	0.00	[-]	
61		toplaagdikte	1.00	0.00	[m]	
62		soortelijke massa stenen	1.00	0.00	[kg/m3]	
63		bovenste filterlaag dikte	1.00	0.00	[m]	
64		tweede filterlaag dikte	1.00	0.00	[m]	
65		filterlaag dikte	1.00	0.00	[m]	
66		korrelgrootte van het zand	1.00	0.00	[m]	
67	NB: eerst wordt de parameter vermenigvuldigd met de factor, en daarna wordt de vergroting erbij geteld.					



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T				
4	STEENTOETS2008 versie 0.52, Deltares; development version 2008.33																havendam?	dijkorientatie	voorland	niveau	niveau	helling	segmentbreedte	type
5	Westerschelde		vlaknummer	dwarsprofiel	Subvakgrenzen randvw. & vlak		(blanco=dijk)	niveau bij teen	helling	ondergrens	bovengrens	helling	alleen nodig als tan=0	toplaag	onderlagen									
6	Naam van dijkvak				van	tot	ja/blanco	[gr tov N]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]											
7	du/n																							
8	Voorbeeldijk		2	11	12.1	13		-5	-2	0	0.1	2	0.27					0	26	st my kl				
9	Voorbeeldijk		2	11	12.1	13		-5			2	5	0.28						0	27.3	st ge kl			
10	Voorbeeldijk		2	11	12.1	13		-5			5	5.3	0.07					4.29	10	st my				
11	Voorbeeldijk		2	11	12.1	13		-5			5.31	7	0.3						0	27.1	st ge			

	U	V	W	X	Y	Z	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP
4	TOPLAAG																				
5	D	B	L	spleet		open	Gattype 1		Gattype 2		Gattype 3		karak	soortelijke	inge-	inwasmateriaal	goed	oneffenheden	Ingegoten toplaag		
6	[m]	[m]	[m]	stootvoeg	langsvoeg	oppervlak	grootte	aantal	grootte	aantal	grootte	aantal	opening	massa	wassen	D15	n	geklemd	havendam	diepte	VGD
7	[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[%]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	ja/nee	[mm]	[-]	ja/nee?	[m]	[m]	[GPa]
8	0.34					13							70	2950	j	9	0.6	j			
9	0.315					12							60	2600	j	7	0.7	j			
10	0.315	0.4	0.4			5.4							12	2350	n			n			
11	0.315					13							70	2400	j	7	0.7	j			

	AU	AV	AW	AX	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	
4	BOVENSTE FILTERLAAG				TWEDE FILTERLAAG				GEOTEXTIEL				KLEI				ZAND				type bovenste overgangsconstructie a / b	
5	b	D15	D50	porositeit	b	D15	D50	porositeit	O90	dikte	doorlatendheid	debet/m2	verval	dijkopbouw	b <sub>dat</sub>	kwaliteit	D50	D90	D15	D50	D90	
6	[m]	[mm]	[mm]	[-]	[m]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[l/s/m <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	gk/kl/kk/zs	[m]	g/m <sup>2</sup>	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
7	0.15	30	60	0.3					0.15	1				kk	g	0.03	0.08	0.1	0.16	0.3	b0	
8	0.15	30	60	0.3					0.15	1				kl	0.8	g	0.03	0.08	0.1	0.16	0.3	b0
9	0.1	20	35	0.35					0.15	1				gk				0.1	0.16	0.3	b0	
10	0.05	12	25	0.35	0.5	2	15	0.5										0.1	0.16	0.3	b0	
11	0.1	20	35	0.35					0.15	1				gk				0.1	0.16	0.3	b0	

	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	
4	HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN								AFSCHUIJVING		MATERIAALTRANSPORT	
5	Golven-	GHW	max.	maatgevende	Westerschelde	golf-	stroom-	Oordeel	vanuit	granulaire laag		
6	tabel	ontwerppeil	waterstand	Hs	Hp	invalshoek	snelheid	ondergrond	door toplaag			
7	1/2/3	[m+NAP]	[m+NAP]	[m]	[m]	[gr]	[m/s]					
8	1	2.00	5.00	3.55	1.67	5.55	5	2.8	goed	niet goed	goed	
9	1	2.00	5.00	4.70	1.87	6.18	5	2.8	goed	goed	goed	
10	1	2.00	5.00	5.00	1.90	6.25	5	2.8	nvt	goed	nvt	
11	1	2.00	5.00	5.00	1.90	6.25	5	2.8	nvt	nvt	nvt	

	CD	CE	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN
4	STABILITEIT TOPLAAG									EINDOORDEEL
5	bermfactor	p = 1025 kg/m3			beoordeling golven			stroming		STEENTOETS
6	C <sub>oem</sub>	H <sub>1/AD</sub>	50p	F=ξ <sup>2/3</sup>	type	kwantitatief	Score			
7	[-]	[m]	[-]	* H <sub>1/AD</sub>		g/t	t/o			
8	1.00	2.61	1.41	3.28	3	1.17	99.00	goed	goed	niet goed
9	1.00	3.86	1.50	5.06	3	1.10	99.00	goed	goed	goed
10	0.46	4.67	1.51	6.14	3	1.19	99.00	goed	goed	goed
11	1.00	4.50	1.51	5.92	3	1.11	99.00	goed	nvt	goed

In de in de tabel 23 gepresenteerde testberekening is de veiligheidsfactor op de golfhoogte vergroot tot dat het programma aangeeft dat de toetsing niet langer correct is. Het blijkt dat de behaalde veiligheidsfactor 1.10 is. Met verdiscontering van de lagere belasting is de 'veiligheidsfactor' bij een belasting identiek aan die in SteenToets 4.05 gelijk aan  $1.10 / 1.13 = 0.98$ .

De in deze studie berekende overall correctie om een 1% faalkans te behalen bedraagt 1.12 (zie figuur 26). Daaruit zou kunnen blijken dat SteenToets 2008 bij afregeling conform het voorstel in dit rapport (faalkans 1%) de goed te keuren constructies in SteenToets 2008 een factor  $1.12 / 0.98 = 1.14$  sterker moeten zijn dan die in SteenToets 4.05.

### 7.3 Aanbeveling

Op basis van de bovenstaande berekeningen bestaat de indruk dat SteenToets 2008 de geklemde constructies niet conservatiever toetst dan de vorige versie van SteenToets (versie 4.05). Bij aanhouden van het indicatief berekende veiligheidsniveau op basis van de ligging van de bezwijkpunten in de Deltagoot en een gekozen geconditioneerde faalkans van 1%, zou SteenToets 2008 10 à 15% sterkere constructies als SteenToets 4.05 goed keuren.

In de komende tijd worden – buiten het kader van deze studie – alle dijkvakken doorgerekend met SteenToets 2008. Dan blijkt in detail of en op welke onderdelen er verschillen in toetsresultaten zijn.



## 8 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

### 8.1 Samenvatting nieuwe toetsmethode

#### Aanpak in SteenToets

In SteenToets2008 wordt in de modellering en de evaluatie van het veiligheidsniveau een enigszins gemixte aanpak gehanteerd.

De Deltagoot faalpunten geven mede door de diversiteit in schade karakterisering niet de mogelijkheid om het model SteenToets duidelijk op de gemeten faalpunten te leggen. Indien dat wel zou lukken zou de verdiscontering van onzekerheden in zijn geheel in de veiligheidsbeschouwing behandeld kunnen worden. Nu is dat niet zo. Daardoor moeten de veiligheidsfactoren met beleid worden geïmplementeerd en geëvalueerd.

#### Faalkans

Nieuw in de toetsmethodes is het toetsen met een geëiste faalkans. In de veiligheidsbeschouwing is geanalyseerd en aanbevolen om deze geconditioneerde faalkans op 1% te leggen. De indruk bestaat dat de daarmee geëiste betrouwbaarheid hoger is dan tot nu toe gebruikelijk.

Het is daarom - indien nodig - ook verdedigbaar om (tijdelijk) een hogere faalkans, en dus een lagere betrouwbaarheid te kiezen voor het subsysteem van de bekleding. Veiligheid is dan theoretisch niet te garanderen, maar aan de andere kant is het ook niet goed mogelijk om aan te tonen dat de overgangskansen van falen van de kernen na falen van de bekleding inderdaad laag zijn.

Mocht het inderdaad zo zijn dat het dimensioneren van de bekleding op een kleine faalkans een trendbreuk met het verleden betekent, dan geldt dat daar nu – en/of in de toekomst – hoge kosten mee zouden zijn gemoeid. Indien het realiseren van een bepaald veiligheidsniveau zeer kostenbaar is, is dat ook een objectieve reden voor het verhogen van de optimale faalkans.

### 8.2 Resultaten berekende veiligheidsfactoren

De berekende veiligheidsfactoren zijn weergegeven in hoofdstuk 6.

De berekende veiligheidsfactoren voor de belasting zijn gemiddeld circa 1.2. De berekende veiligheidsfactoren voor de sterkte zijn circa 1.6. De in de natuur aanwezige spreiding in klemkracht is aanzienlijk. Er wordt ingeschat dat het moeilijk is hierin een structurele verbetering aan te brengen. Trendmatig draagt klemming veel bij aan de stabiliteit. Daar waar ooit hoge sterktes gemeten zijn, is een hoge gemiddelde waarde van de stabiliteit verantwoord, en blijft er, ondanks de relatief hoge partiële veiligheidsfactor, toch nog een substantiële bijdrage van klemming aan de stabiliteit over.

De berekende overall veiligheidsfactor van het model ten opzichte van de bezwijkpunten van de Deltagoot is circa 1.20 à 1.30. De ligging van het model is reeds zodanig dat er op het model een geringe correctie van toepassing zou zijn. Zie daarvoor de figuren 26 en 27.

### 8.3 Resultaten

Op basis van de bovenstaande berekeningen bestaat de indruk dat SteenToets2008 de geklemde constructies niet conservatiever toetst dan de vorige versie van SteenToets (versie 4.05). Bij aanhouden van het indicatief berekende veiligheidsniveau op basis van de ligging van de bezwijkpunten in de Deltagoot en een gekozen geconditioneerde faalkans van 1%, zou SteenToets2008 10 à 15% sterkere constructies als SteenToets 4.05 goed keuren.

In de komende tijd worden – buiten het kader van deze studie – alle dijkvakken doorgerekend met SteenToets 2008. Dan blijkt in detail of en op welke onderdelen er verschillen in toetsresultaten zijn.

### 8.4 Aanbevelingen

Het effect van een zwakke of slappe teenconstructie in de modellering is aanzienlijk. Aanbevolen wordt om daar nader onderzoek op te doen en dit in de modellering te verwerken.

Aanbevolen wordt om te onderzoeken wat de maatregelen zouden kunnen zijn om te komen tot een meer robuust ontwerp waarbij er een duidelijke ondergrens in de bijdrage van klemming aan de stabiliteit ontstaat. De betrouwbaarheid van het mechanisme neemt dan sterk toe, waardoor de veiligheidsfactoren kunnen worden verlaagd.

In SteenToets is momenteel geen begrenzing van de belasting door waterdiepte gemodelleerd. Indien dat wel gebeurt, zal dit een bovengrens in belastingen geven, wat ook ten goede kan komen aan een meer economisch toetsresultaat. Verwacht wordt dat dit met name rechts in de toetsgrafieken (grote  $\xi$ ) een merkbare bijdrage kan hebben. Bij het uitvoeren van de berekeningen worden de waarden van  $H_s$  soms onwaarschijnlijk groot. Deze golven kunnen in werkelijkheid niet optreden.

Om tot een betere verificatie van de statische onzekerheid in deelprocessen te komen, moeten er meer meetdata toegankelijk worden gemaakt. Gedacht wordt aan:

- het aangevallen punt
- het gemeten stijghoogteverschil (is een maat voor de doorlatendheid)
- de normaalkracht in de zetting

De gehele aanpak van de veiligheidsfilosofie in SteenToets moet worden geëvalueerd. Optimale toepassing van de methodiek moet worden gecombineerd met wijzigingen in de modellering en met verbeterde mogelijkheden voor verificatie van de statistische onzekerheid in deelprocessen.

## Referenties

- [1] Technisch Rapport Steenzettingen, achtergronden: Hst. 1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen. RWS-DWW, december 2003.
- [2] F.M. Stroeve, Veiligheidsanalyse Steenzettingen, voor enkele dijkvakken langs de Westerschelde. RWS-BD, 15 maart 2001.
- [3] E. van Hijum, Over schade en ijkpunt. Interne notitie voor de ENW-Klankbordgroep Steenbekledingen. Infram 05i765-17, d.d. 27 oktober 2005.
- [4] J.W. van der Meer. Veiligheid in rekentechnieken van steenzettingen Infram i256, februari 2000.
- [5] Martin Nieuwjaar ENW, Notitie Veiligheid Steenzettingen (eerste aanzet), juni 2006.
- [6] Den Heijer, Veiligheid huidige ontwerpmethodiek dijkbekledingen, w|delft hydraulics, 1998.
- [7] Stoutjesdijk, Calle e.a. Stabiliteitscriterium Zsteen, Hst 3: van toelaatbare overstromingsbijdrage naar toelaatbare kans op bezwijken bekleding
- [8] Klaas Kaslander, Ruud Bosters (RWS): Marges bij ontwerp (als gebruikt in Zeeland), 25 januari 2006.
- [9] Calle, Dijkdoorbraakprocessen. Beschrijving, Doorbraakprocessen en Reststerkte. (Foutenboom Steenzettingen op pag 121) Delft Cluster, maart 2002.
- [10] Jaap Stoop, Kapstok Probabilisme (Stap 2: Doorontwikkeling) Fugro, 6 april 2005.
- [11] Joop de Schutter, Workshops Veiligheid Nederland in Kaart, oktober 2002 (RA/02-570). O.a. bijlage: variabelen voor het mechanisme 'beschadiging steenbekledingen en erosie van het dijklichaam'.
- [12] Vrijling, J.K., Horst, C. van der, Gelder, P.H.A.J.M. van Gelder, The structural analysis of block revetment on the Dutch dikes, proceedings ICCE, pp. 1991-2003.
- [13] CUR-VB COW, Achtergronden bij de leidraad cementbetonnen dijkbekledingen, 1984
- [14] CUR-VB TAW rapport 119, Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen, 1984
- [15] CUR-VB rapport 109, Veiligheid van bouwconstructies, een probabilistische benadering, 1982
- [16] DWW, Veiligheid Steenzettingen, concept R 't Hart, 12 april 2005
- [17] Hussaarts, M., Vrijling, J.K., Gelder, P.H.A.J.M. van Gelder, Loof, H. de, C. Blonk, The probabilistic optimisation of the revetment on the dikes along the Frisian coast, 1999.
- [18] Kortenhaus & Voortman (ed.), Probabilistic design tools for vertical breakwaters, feb 2001
- [19] Meer, J.W. van der, Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack, PhD thesis, 1988
- [20] Ministerie van Verkeer en Waterstaat, De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland, Voorschriften Toetsen op veiligheid voor de tweede toetsronde, 2004
- [21] Schweiger, H.F. & Peschl, G.M., Reliability analysis in geotechnics with the random set finite element method, 2005
- [22] TAW, Grondslagen voor waterkeren, 1998
- [23] TAW, Leidraad kunstwerken, 2003
- [24] TAW, Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken, 2002
- [25] TAW, Technisch rapport kistdammen en diepwanden in waterkeringen, 2004

- [26] TAW, From probability of exceedance to probability of flooding, 2000
- [27] Vrouwenvelder, A.C.W.M. & Vrijling, J.K., Probabilistisch ontwerpen, 1982
- [28] WL/Infram, Veiligheid in rekentechnieken van steenzettingen, 2000
- [29] Joint Committee on Structural Safety (JCSS), Probabilistic Model Code, 2006
- [30] Vrouwenvelder, Reliability based code calibration, the use of the JCSS Probabilistic Model Code, 2006?
- [31] Notitie DWW, R. 't Hart, Plan afregelen nieuwe rekenmethodiek steenzettingen, versie 21 juni 2007
- [32] NEN-EN 1990 Grondslagen constructief ontwerp.

=O=O=O=

## **D Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen**





Planningschema  
Versie 7 - 5 januari 2006

DIT PLANNINGSCHEMA IS EEN MOMENTOPNAME  
VERMELDE TERMIJNEN ZIJN INDICATIEF EN KUNNEN IN DE LOOP VAN  
HET ONDERZOEK VERANDEREN OP BASIS VAN NIEUWE INZICHTEN EN  
ONTWIKKELINGEN.

- LEGENDA:**
- █ = Vervolgacties conform bijsturing 2005
  - █ = Bureaustudie
  - █ = Informatie reststerkte Wieringermeerdijk
  - █ = Deltagootonderzoek
  - █ = Overige proeven
  - █ = Algemeen
  - = Afgerond
  - = Afhankelijk van B
  - B = Beslismoment go / no go