

**Veiligheidsfactoren voor  
breuksteenoverlaging en  
kreukelbermen**





# **Veiligheidsfactoren voor breuksteenoverlaging en kreukelbermen**

Dorothea Kaste  
Mark Klein Breteler

1206424-011



## Titel

Veiligheidsfactoren voor breuksteenoverlaging en kreukelbermen

<b>Opdrachtgever</b>	<b>Project</b>	<b>Kenmerk</b>	<b>Pagina's</b>
Rijkswaterstaat Waterdienst	1206424-011	1206424-011-HYE-0002	39

## Trefwoorden

Steenzettingen, overlaging, teenbestorting, veiligheid, waterkeringen, breuksteen

## Samenvatting

Als een steenzetting een onvoldoende heeft gekregen in de periodieke toetsing, kan deze vervangen worden door een steenzetting met grotere stabiliteit, maar het is ook mogelijk om als renovatie-alternatief een overlaging met breuksteen te kiezen.

Door de resultaten van probabilistische ontwerpberoeeningen te vergelijken met deterministische berekeningen voor breuksteenoverlagingen is gebleken dat er vrij veel veiligheid in de deterministische rekenmethode zit. Dit is met name het gevolg van de vrij lage waarde van het schadegetal ( $S_d$ ) die gehanteerd wordt bij het ontwerp, in vergelijking tot de vrij hoge waarden bij bezwijken van de breuksteenoverlagingen.

Het onderzoek leidt tot de conclusie dat de impliciete veiligheid in de rekenmethode zodanig groot is, dat er geen veiligheidsfactor noodzakelijk is om de gewenste veiligheid te realiseren. Dit geldt waarschijnlijk ook voor kreukelbermen (teenbestorting).




Het onderhavige onderzoek is uitgevoerd in het kader van het meerjarige project 'Advisering steenbekledingen Zeeland' voor het Projectbureau Zeeweringen (PBZ). Dit projectbureau is opgericht ten behoeve van de renovatie van de steenzettingen in Zeeland en is een samenwerking van Rijkswaterstaat Zeeland en het Waterschap Scheldestromen. Contractueel is de Waterdienst van Rijkswaterstaat de opdrachtgever namens PBZ voor het onderhavige onderzoek. Het deel van het project dat gericht is op kennisontwikkeling sluit aan op het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen dat uitgevoerd is in de periode van 2003-2009 in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat namens PBZ.

## Referenties

Waterdienst zaaknummer 31068749 / 4500196054, van 7 mei 2012

Contactpersoon Waterdienst: dhr. K. Saathof

Contactpersoon Projectbureau Zeeweringen van RWS: dhr. Y. Provoost

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	Jan. 2013	Dorothea Kaste		Robert 't Hart		Marcel van Gent	
2	Feb. 2013	Dorothea Kaste		Robert 't Hart		Marcel van Gent	

## Status

definitief



## Inhoud

<b>1 Samenvatting</b>	<b>1</b>
1.1 Inleiding	1
1.2 Opzet van het onderzoek	2
1.2.1 Toelaatbare faalkans	2
1.2.2 Cases en onzekerheid van invoervariabelen	3
1.2.3 Nauwkeurigheid en impliciete veiligheid in de rekenmethode	4
1.2.4 Rekenmethode voor breuksteen overlagingen	5
1.3 Uitgevoerde berekeningen en de resultaten	6
1.4 Kreukelbermen	6
1.5 Conclusies	7
<b>2 Introduction</b>	<b>9</b>
2.1 Motivation	9
2.2 Structure of this report	10
<b>3 Safety criteria and safety factors</b>	<b>11</b>
3.1 Determination of the safety factor	11
3.2 Acceptable failure probability	11
3.3 Probabilistic calculations	12
<b>4 Rock cover on part of the dike slope</b>	<b>15</b>
4.1 Introduction	15
4.2 Design calculation method	15
4.3 Model factor for the probabilistic calculations	20
4.4 Damage number for the probabilistic calculations	20
4.5 Input	23
4.6 Results	25
<b>5 Rock cover on the entire dike slope</b>	<b>29</b>
5.1 Introduction	29
5.2 Design calculation method	29
5.3 Model factor for the probabilistic calculations	30
5.4 Damage number for the probabilistic calculations	30
5.5 Input	31
5.6 Results	33
<b>6 Toe protection</b>	<b>35</b>
<b>7 Conclusion</b>	<b>37</b>
<b>8 References</b>	<b>39</b>

## Bijlagen

<b>A Determination of the model factor</b>	<b>A-1</b>
<b>B Standard classes of rock sizes</b>	<b>B-1</b>
<b>C Dimensionering kreukelberm (teenbestorting)</b>	<b>C-1</b>
C.1 Inleiding	C-1
C.2 Ontwerpprocedure	C-1
C.3 Noodzaak en keuze van het type teenbestorting	C-1
C.4 Omrekenen hydraulische randvoorwaarden naar teen waterkering	C-2
C.5 Berekenen steensortering	C-3
C.6 Bepalen laagdikte, breedte en filterconstructie van de teenbestorting	C-4
C.7 Achtergronden	C-4
<b>D Verbetering ontwerpmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen</b>	<b>D-1</b>
<b>E Verbetering rekenmethodiek kreukelberm PBZ (2)</b>	<b>E-1</b>



## Lijst van Tabellen

Tabel 1.1	Verwachtingswaarden en variatiecoëfficiënt van doorgerekende cases .....	3
Tabel 1.2	Modelfactor die in de formules is toegevoegd om rekening te houden met de beperkte nauwkeurigheid van de formules .....	4
Table 4.1	Deterministic input parameters for the calculations for rock cover on part of the dike slope (initial input).....	23
Table 4.2	Stochastic input parameters for the calculations for rock cover on part of the dike slope (initial input).....	23
Table 4.3	Values of the variation calculations for rock cover on part of the dike slope.....	25
Table 4.4	Results for the safety factor for rock cover on part of the dike slope for deep water conditions.....	26
Table 4.5	Results for the safety factor for rock cover on part of the dike slope for shallow water conditions.....	27
Table 4.6	Comparison of the safety factors for rock cover on part of the dike slope for deep and shallow water.....	27
Table 4.7	Influence of the stochastic parameters at the example of calculation DW1 .....	28
Table 5.1	Deterministic input parameters for the calculations for rock cover on the entire dike slope (initial input).....	31
Table 5.2	Stochastic input parameters for the calculations for rock cover on the entire dike slope (initial input).....	32
Table 5.3	Values of the variation calculations for the calculations for rock cover on the entire dike slope .....	32
Table 5.4	Results for the safety factor for rock cover on the entire dike slope.....	33
Table 5.5	Comparison of the results from the rock cover on entire slope and part of the slope .....	33
Table A.1	Values for the determination of the model factor for rock cover placed on part of the dike slope for deep water .....	A-1
Table A.2	Values for the determination of the model factor for rock cover placed on part of the dike slope for shallow water .....	A-2
Table B.1	Standard classes of rock sizes (PBZ, 2003) .....	B-1



## Lijst met Figuren

Figuur 1.1	Breuksteenoverlaging van onvoldoende steenzetting met afnemende laagdikte erboven (TAW, 2003) .....	1
Figure 2.1	Example of rock cover on revetment and toe protection for a revetment (TAW, 2003).....	9
Figure 3.1	Determination of the acceptable failure probability: distribution among the failure mechanisms .....	12
Figure 4.1	Rock cover on insufficient block revetment (TAW, 2003) .....	15
Figure 4.2	Determination of the correction factor Y (TAW, 2003).....	17
Figure 4.3	Example for the selection of the rock class.....	19
Figure 6.1	Toe protection for a dike slope with block revetment (TAW, 2003) .....	35



## Lijst met Symbolen

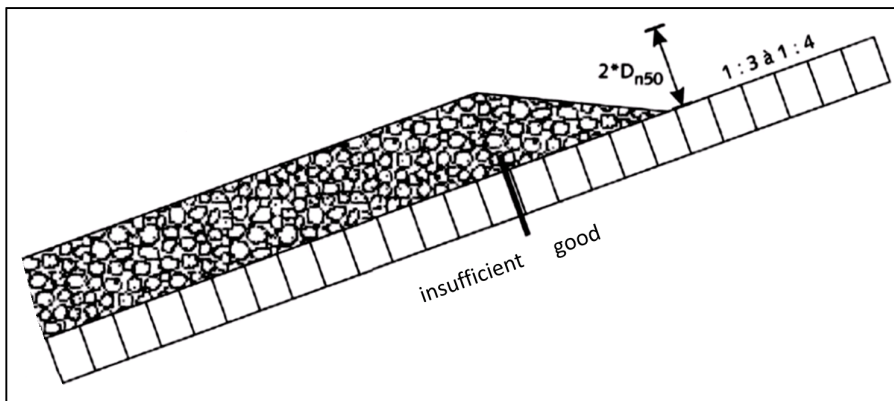
Symbol	Eenheid	Betekenis
$A_e$	[m <sup>2</sup> ]	Eroded area in the cross section
$C_{pl}$	[-]	Coefficient for plunging wave breaking
$C_s$	[-]	Coefficient for surging wave breaking
$D_{n50}$	[m]	Nominal rock diameter, based on median weight
$D_{n50,design}$	[m]	Nominal diameter of the rocks from design calculations
$D_{n50,prob}$	[m]	Nominal diameter of the rocks from probabilistic calculations
$f_D$	[-]	Factor on $D_{n50}$ for "class selection"
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Gravitational acceleration
$H_s$	[m]	Significant wave height at the toe of the structure
$m_D$	[-]	Model factor for deep water conditions for rock cover on part of the slope
$m_S$	[-]	Model factor for shallow water conditions for rock cover on part of the slope
$N$	[-]	Number of waves
$N_{calc}$	[-]	Total amount of calculations
$N_{fail}$	[-]	Amount of calculations that result in failure
$P$	[-]	Parameter for the permeability of the core
$p_f$	[-]	Probability of failure
$R$	[-]	Resistance
$S$	[-]	Solicitation
$S_{calc}$	[-]	Damage number calculated in the probabilistic calculations
$S_d$	[-]	Damage number for rock slopes
$S_{fail}$	[-]	Damage number at failure
$t_{load}$	[h]	Duration of the load
$T_m$	[s]	Mean wave period
$Y$	[-]	Correction factor for rock covers on part of the slope
$Z$	[-]	Z-function (if $Z < 0$ , failure occurs)
$\alpha$	[°]	Angle of the slope
$\Delta$	[-]	Relative density of the rock
$\gamma$	[-]	Safety factor
$\rho_R$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Density of the rock
$\rho_W$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Density of the water
$\xi_m$	[-]	Breaker parameter based on the mean wave period
$\xi_{m,crit}$	[-]	Critical breaker parameter based on the mean wave period



# 1 Samenvatting

## 1.1 Inleiding

Als een steenzetting een onvoldoende heeft gekregen in de periodieke toetsing, kan deze vervangen worden door een steenzetting met grotere stabiliteit, maar het is ook mogelijk om als renovatie-alternatief een overlaging met breuksteen te kiezen. In dat geval wordt bepaald tot welk niveau de steenzetting onvoldoende is en wordt breuksteen aangebracht met een laagdikte van  $2 \cdot D_{n50}$  tot dat niveau en een afnemende laagdikte daarboven. Deze meest gebruikelijke geometrie is geschetst in Figuur 1.1.



Figuur 1.1 Breuksteenoverlaging van onvoldoende steenzetting met afnemende laagdikte erboven (TAW, 2003)

Als de gehele steenzetting onvoldoende is, kan in principe de breuksteen tot ver boven het toetspeil worden aangebracht.

Voor het dimensioneren en toetsen van een overlaging tot een niveau onder het toetspeil wordt gebruikgemaakt van het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003), terwijl voor een overlaging tot ruim daarboven gebruikgemaakt kan worden van de stabiliteitsformules van Van der Meer uit de Rock Manual (CIRIA, 2007).

In het huidige rapport is door middel van probabilistische berekeningen bepaald of een veiligheidsfactor moet worden toegevoegd aan deze rekenmethodes, opdat voldaan wordt aan de criteria uit de Leidraad Grondslagen voor Waterkeringen (TAW, 1998). De probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd met het Matlab-programma uit de 'Probabilistic Toolbox' uit het onderzoeksprogramma SBW-WTI. Dat Matlab-programma is gemaakt in het kader van de ontwikkeling van het WTI-2017 (wettelijk toetsinstrumentarium), waarbij voorlopig uitgegaan wordt van de overstromingskansbenadering, vooruitlopend op de Deltabeslissing hierover in 2014. Meer informatie hierover is te vinden op: <https://publicwiki.deltares.nl/display/OET/probabilistic> (OET, 2012) en in Diermanse et al. (2011).

Daarnaast is aandacht besteed aan kreukelbermen.

Het onderhavige onderzoek is uitgevoerd in het kader van het meerjarige project 'Advisering steenbekledingen Zeeland' voor het Projectbureau Zeeweringen (PBZ). Dit projectbureau is opgericht ten behoeve van de renovatie van de steenzettingen in Zeeland en is een

samenwerking van Rijkswaterstaat Zeeland en het Waterschap Scheldestromen. Contractueel is de Waterdienst van Rijkswaterstaat de opdrachtgever namens PBZ voor het onderhavige onderzoek. Het deel van het project dat gericht is op kennisontwikkeling sluit aan op het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen dat uitgevoerd is in de periode van 2003-2009 in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat namens PBZ.

## 1.2 Opzet van het onderzoek

In het huidige onderzoek zijn probabilistische berekeningen uitgevoerd voor een aantal voorbeeldconstructies met breuksteen alleen op het ondertalud (met bovenzijde onder het toetspeil) en voorbeeldconstructies met breuksteen tot ver boven het toetspeil. Met deze probabilistische berekeningen zijn diverse ontwerpen gemaakt met precies de juiste faalkans. Door deze vervolgens te vergelijken met de resultaten van de deterministische berekeningen, is de benodigde veiligheidscoëfficiënt afgeleid.

Hierbij is impliciet de aanname gedaan dat wanneer de veiligheidscoëfficiënt voor diverse voorbeeldconstructies steeds ongeveer hetzelfde is, of een verklaarbare variatie heeft, het mogelijk is om een conclusie te trekken ten aanzien van de veiligheidscoëfficiënt die algemeen geldig is.

Om deze probabilistische berekeningen succesvol te kunnen uitvoeren, was het volgende benodigd:

- Een criterium in termen van een faalkans waar de steenzetting aan moet voldoen;
- Informatie over de onzekerheid omtrent de invoerparameters voor het berekenen van de stabiliteit van de breuksteen;
- Informatie over de nauwkeurigheid en impliciete veiligheid in de formules voor het berekenen van de stabiliteit;
- Een rekenmethode voor het bepalen van de stabiliteit van breuksteen, die opgenomen kan worden in de SBW-WTI Matlab-programmatuur;
- Een aantal representatieve voorbeeldconstructies.

Deze aspecten zijn onderstaand nader toegelicht.

Voor kreukelbermen was deze methode helaas niet mogelijk, omdat er onvoldoende bruikbare metingen beschikbaar zijn om de rekenmethode mee te kunnen vergelijken. Daarom is de veiligheid van de rekenmethode voor kreukelbermen kwalitatief beschouwd.

### 1.2.1 Toelaatbare faalkans

Het criterium waar de breuksteen aan moet voldoen wordt in dit onderzoek uitgedrukt in een faalkans. De toelaatbare faalkans voor primaire waterkeringen volgt uit de diverse TAW/ENW-leidraden, waarbij rekening gehouden kan worden met een schatting van de te verwachten reststerkte.

Bijvoorbeeld in de Leidraad Grondslagen voor Waterkeringen (TAW, 1998) staat het volgende vermeld voor de thans geldende overbelastingsbenadering per dijkvak:



**Veiligheidseisen:**

1. De kans op overschrijden van het debiet  $q_i$  mag voor elk dijkvak niet groter zijn dan de norm die in de Wet op de waterkering voor het betreffende dijkgebied is genoemd. Daarbij wordt meestal uitgegaan van een ontwerpwaterstand (MHW), waarbij een golf hoort, waaruit weer een golfoploop c.q. golfoverslagdebiet volgt;
2. Bij waterstanden gelijk aan of lager dan MHW mag de kans op falen door andere oorzaken dan overloop/overslag, niet meer dan 10% van de bij punt 1 genoemde norm bedragen.

Voor bekledingen gaat het om het tweede punt. Daarbij moet meegewogen worden dat er meerdere 'andere oorzaken' (bezwijkmechanismen) zijn, zoals piping, macro-instabiliteit, stabiliteit bekleding, etc. Daardoor wordt doorgaans per bezwijkmechanisme een faalkans van 1% gehanteerd. Maar gezien het feit dat er een aanzienlijke reststerkte is na de initiële schade aan een breuksteenoverlaging, kan er een hogere faalkans gehanteerd worden, zoals 2 à 5%. Hier is arbitrair voor 2% gekozen, maar er zijn ook een paar berekeningen gemaakt met 1% en 5% om de invloed ervan te zien (zie Table 4.4, Table 4.5 en Table 5.4).

Het toepassen van een lagere waarde (anticiperen op een kleinere reststerkte) geeft een hogere benodigde veiligheidsfactor.

### 1.2.2 Cases en onzekerheid van invoervariabelen

Er zijn 33 cases met breuksteenoverlaging doorgerekend met zowel de normale deterministische aanpak als met probabilistische berekeningen. In de probabilistische berekening van de faalkans van de breuksteen wordt onder andere rekening gehouden met de onzekerheid omtrent de invoerparameters. Deze invoerparameters betreffen de eigenschappen van de constructie enerzijds en de golfcondities anderzijds. De berekeningen zijn uitgevoerd voor de situatie waarbij de ontwerp/toetsomstandigheden optreden.

De onzekerheid wordt gekwantificeerd met de variatiecoëfficiënt. Dit is de dimensieloze verhouding tussen de spreiding en de verwachtingswaarde:

$$V = \sigma/\mu$$

Met:

$V$  = variatiecoëfficiënt [-]

$\mu$  = verwachtingswaarde (gemiddelde)

$\sigma$  = standaardafwijking (spreiding)

	verwachtingswaarde	variatiecoëfficiënt [-]
Taludhelling $\cot\alpha$ [-]	4 of 3	0 (deterministisch)
Soortelijke massa van water $\rho_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1025	0 (deterministisch)
Doorlatendheidsparameter $P$ [-]	0,1	0 (deterministisch)
Significante golfhoogte $H_s$ [m]	1,5 of 1,0 of 2,0	0,1
Golfsteilheid $S_{om} = H_s/(1,56 T_m^2)$ [-]	0,05 of 0,01	0,06
Duur van de belasting $t_{load}$ [uur]	10 of 5 of 20	0,14
Soortelijke massa van breuksteen $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2650 of 2500 of 2800	0,005
Nominale diameter van breuksteen $D_{n50}$ [m]	0,31 – 0,95	$\sigma = 0,01$ m

Tabel 1.1 Verwachtingswaarden en variatiecoëfficiënt van doorgerekende cases

In Tabel 1.1 zijn de verwachtingswaarden en variatiecoëfficiënten van de invoervariabelen gegeven. Voor sommige variabelen is  $V = 0$  gekozen (geen spreiding), omdat deze vrij goed

bekend zijn of omdat de invloed ervan gering is. De waarde van  $P = 0,1$  is als een vast gegeven beschouwd (wezenlijk onderdeel van de formule).

Voor zowel een situatie met diep water voor de dijk als met ondiep water zijn 11 probabilistische berekeningen gemaakt met diverse waarden voor de geometrie en golfcondities (met bovenzijde van de breuksteen onder toetspeil). Vervolgens zijn nog 11 berekeningen uitgevoerd met de bovenzijde van de breuksteen ver boven toetspeil. De meeste berekeningen zijn uitgevoerd met de als eerste genoemde waarde.

### 1.2.3 Nauwkeurigheid en impliciete veiligheid in de rekenmethode

De formules in de rekenmethode hebben slechts een beperkte nauwkeurigheid. Daarnaast geven de formules in combinatie met het aanbevolen schadegetal ( $S_d$ ) een veilig resultaat. Voor de probabilistische berekeningen moet dit expliciet gemaakt worden. Dit is gedaan door toevoeging van een modelfactor en het bepalen van de werkelijke waarde van het schadegetal bij bezwijken van de breuksteenoverlaging.

Er is een modelfactor geïntroduceerd in de probabilistische berekeningen die de mate van veiligheid in de formule weergeeft. Die modelfactor is gelijk aan de verhouding tussen de metingen (de werkelijkheid) en de afgeleide formule. Vaak wordt zo'n formule niet precies door het hart van de puntenwolk gekozen, waardoor er een zekere mate van veiligheid in zit. Dit moet expliciet gemaakt worden in de probabilistische berekeningen en dat is gedaan door het introduceren van deze modelfactor. Verder zit er spreiding in de meetpunten waar de formule op gebaseerd is. Naarmate de spreiding groter is, is er meer onzekerheid omtrent de juistheid van de formule. De spreiding in de meetpunten wordt verdisconteerd als spreiding in de verhouding tussen de metingen en de formule. Deze spreiding is gelijk aan de gehanteerde spreiding in de modelfactor.

In dit geval is de modelfactor gelijk aan de verhouding tussen de gemeten schade (in het modelonderzoek van Kant (1999), dat ten grondslag ligt aan de formule), en de berekende schade. De waarde van deze verhouding is gegeven in bijlage A voor breuksteenoverlagingen met bovenzijde onder het toetspeil.

De verwachtingswaarde en standaardafwijking van de modelfactor is gegeven in Tabel 1.2.

	Verwachtings- waarde	Standaard- afwijking
Top van breuksteen onder toetspeil		
Diep water $m_D$ (formule (4.9) en (4.10))	0,83	0,24
Ondiep water $m_S$ (formule (4.11) en (4.12))	0,89	0,18
Top van breuksteen ver boven toetspeil		
'Plunging' golven $c_D/6,2$ (formule (5.5))	1,0	0,065
'Surging' golven $c_S$ (formule (5.6))	1,0	0,08

Tabel 1.2 Modelfactor die in de formules is toegevoegd om rekening te houden met de beperkte nauwkeurigheid van de formules

Voor breuksteen, dat aangelegd is op slechts een deel van het talud, met de bovenzijde onder toetspeil, blijken de verwachtingswaarden van de modelfactoren kleiner te zijn dan 1. Dat betekent dat de formules de schade overschat. Ze zijn dus conservatief (veilig).

De invloed van de modelfactor en de andere parameters zijn gepresenteerd aan het eind van paragraaf 0 (zie Table 4.7).

Daarnaast is er sprake van een extra veiligheid omdat aanbevolen wordt met een vrij kleine waarde van het schadegetal ( $S_d$ ) te ontwerpen, terwijl de bekleding pas bezwijkt bij een veel grotere waarde ( $S_{fail}$ ). Bij het gebruik van de formules voor breuksteen met bovenzijde onder het toetspeil wordt een waarde van  $S_d = 4$  aanbevolen in het ontwerp, terwijl bezwijken gemiddeld pas optreedt bij  $S_{fail} \approx 10$  (talud 1:3) tot  $S_{fail} \approx 12$  (talud 1:4). Voor breuksteen met bovenzijde ver boven toetspeil is dit respectievelijk  $S_d = 2$  (ontwerp) en  $S_{fail} \approx 17$  (bezwijken). Dit zorgt voor een vrij grote veiligheid in het ontwerp.

In de probabilistische berekeningen is gerekend met de volgende schadegetallen  $S_{fail}$ :

- breuksteen met bovenzijde onder het toetspeil:
  - talud 1:3:  $\mu(S_{fail}) = 10$  en  $\sigma(S_{fail}) = 2$
  - talud 1:4:  $\mu(S_{fail}) = 12$  en  $\sigma(S_{fail}) = 2$
- breuksteen met bovenzijde ver boven toetspeil:  $\mu(S_{fail}) = 17$  en  $\sigma(S_{fail}) = 3$

Deze waarden zijn geschat aan de hand van de gemeten erosieprofielen in de proeven van Kant (1999).

#### 1.2.4 Rekenmethode voor breuksteen overlagingen

Voor het berekenen van de stabiliteit van de breuksteenoverlaging is gebruikgemaakt van de formules uit het Technisch Rapport Steenzettingen (als bovenzijde breuksteen onder het toetspeil ligt) en de Rock Manual (Van der Meer formules met  $P = 0,1$  als de bovenzijde van de breuksteen ver boven toetspeil ligt). Deze formules zijn gegeven in respectievelijk paragraaf 4.2 en 5.2.

Daarnaast is er rekening gehouden met het feit dat er in de praktijk standaard sorteringen worden gehanteerd voor breuksteen. De maten hiervan zijn gegeven in bijlage B. Het resultaat van de berekeningen is een bepaalde minimaal benodigde karakteristieke steendiameter (nominale diameter):  $D_{n50}$ . Vervolgens moet de standaard sortering gekozen worden die tenminste deze  $D_{n50}$  heeft.

Bij het kiezen van de standaard sortering moet er ook rekening mee gehouden worden dat de geleverde breuksteen uit een bepaalde sortering niet altijd dezelfde  $D_{n50}$  heeft. Breuksteen 60-300 kg heeft bijvoorbeeld een gemiddelde waarde van de  $D_{n50}$  van 0,41 m, maar deze varieert in de praktijk tussen 0,38 m en 0,44 m (zie ook Figure 4.3). Deze breuksteen kan daardoor slechts gebruikt worden als de ontwerpberekening aangeeft dat 0,38 m voldoende is. Er is aangenomen dat dit aspect in de ontwerppraktijk altijd in acht genomen wordt.

De rekenprocedure die uiteindelijk leidt tot de veiligheidscoëfficiënt voor een bepaalde case is als volgt:

- 1 Deterministische berekening van de  $D_{n50}$ :
  - Met de verwachtingswaarde van de invoer wordt een ontwerpberekening gemaakt, resulterend in de benodigde nominale diameter  $D_{n50}$ .
  - Deze berekende nominale diameter wordt verhoogd met 0,02 m, want dat is ongeveer het gemiddelde verschil tussen de ondergrens van de  $D_{n50}$  en de gemiddelde waarde van een bepaalde steensortering (zie bijlage B). Dit levert de benodigde waarde van de gemiddelde  $D_{n50}$  van de sortering. Dit maakt het mogelijk om in stap 2 en 3 steeds met de gemiddelde  $D_{n50}$  van de sortering te werken.

- 2 Probabilistische berekening van  $D_{n50}$ :
  - De probabilistische berekeningen worden gemaakt met dezelfde verwachtingswaarden voor de invoer als voor de deterministische berekening, maar de  $D_{n50}$  wordt al probeerend zo gekozen dat de juiste faalkans wordt verkregen (namelijk 2%). Voor de belangrijkste invoer wordt ook een standaardafwijking gebruikt, zie 1.2.2.
  - Tijdens de probabilistische berekeningen wordt de  $D_{n50}$  vermenigvuldigd met een stochastische variabele  $f_D$ , die verdisconteerd dat er gekozen moet worden voor een standaard sortering die doorgaans iets zwaarder is dan die overeenkomt met de berekende  $D_{n50}$ . Deze stochastische variabele heeft een uniforme verdeling van 1,0 tot 1,2 (gemiddelde = 1,1).
  - Er wordt rekening gehouden met de nauwkeurigheid van de ontwerpformule door middel van een modelfactor. Deze modelfactor is bepaald op basis van de oorspronkelijke metingen (zie Tabel 1.2).
- 3 Berekening van de benodigde veiligheidscoëfficiënt door de  $D_{n50}$  van de probabilistische berekening te delen door die van de deterministische berekening.

### 1.3 Uitgevoerde berekeningen en de resultaten

Er zijn 22 overlagingen met bovenzijde onder het toetspeil ontworpen met de deterministische methode en vervolgens met de probabilistische rekenmethode, zie Tabel 1.1. Vervolgens is dat nogmaals gedaan met 11 constructies met breuksteen tot ver boven het toetspeil met verder dezelfde geometrie en golfcondities als voor de breuksteen met bovenzijde onder het toetspeil. De verhouding tussen de  $D_{n50}$  volgens de probabilistische berekeningen en die volgens het deterministische ontwerp is de benodigde veiligheidsfactor. De resultaten daarvan zijn gegeven in Table 5.5.

Het valt op dat alle berekende veiligheidsfactoren kleiner zijn dan 1. Dat betekent dat in de deterministische methode meer veiligheid zit dan noodzakelijk: de deterministisch berekende waarde van  $D_{n50}$  mag nog ruim 10% verkleind worden, want de veiligheidsfactor varieert globaal tussen 0,8 en 0,9. Dit opmerkelijke resultaat is met name het gevolg van de grote marge tussen het aanbevolen schadegetal bij het ontwerp en het veel grotere schadegetal bij daadwerkelijk bezwijken.

De variatie in de berekende veiligheidsfactoren is betrekkelijk klein, zodat erop vertrouwd kan worden dat ook voor niet doorgerekende constructies dergelijke veiligheidsfactoren van toepassing zijn.

### 1.4 Kreukelbermen

Kreukelbermen van breuksteen worden gedimensioneerd met de formules van Van der Meer (Rock Manual: CIRIA, 2007) en een correctiefactor. De wijze van berekenen is nader toegelicht in bijlage C.

Helaas is het niet mogelijk gebleken om op een vergelijkbare wijze de veiligheidsfactor voor kreukelbermen te bepalen. Het belangrijkste struikelblok daarvoor is het ontbreken van een voldoende grote set meetgegevens op basis waarvan de modelfactor kan worden bepaald.

Gezien het feit dat ook kreukelbermen berekend worden met de formules van Van der Meer en daarbij een vrij lage waarde van het schadegetal  $S_d$  wordt gehanteerd, is het aannemelijk dat ook voor kreukelbermen een veiligheidsfactor kleiner dan 1 geldt.

## 1.5 Conclusies

Door de resultaten van probabilistische ontwerpberekeningen te vergelijken met deterministische berekeningen voor breuksteenoverlagingen is gebleken dat er vrij veel veiligheid in de deterministische rekenmethode zit. Dit is met name het gevolg van de vrij lage waarde van het schadegetal ( $S_d$ ) die gehanteerd wordt bij het ontwerp, in vergelijking tot de vrij hoge waarden bij bezwijken van de breuksteenoverlagingen.

De resulterende veiligheidsfactoren variëren voor de doorgerekende cases globaal tussen 0,8 en 0,9. Dat betekent dat de berekende waarde van  $D_{n50}$  met 10-20% kan worden verlaagd.

De variatie in de berekende veiligheidsfactoren is betrekkelijk klein, zodat erop vertrouwd kan worden dat ook voor niet doorgerekende constructies dergelijke veiligheidsfactoren van toepassing zijn.

Gezien het feit dat het verwarrend is om met een veiligheidsfactor te werken kleiner dan 1 (die de berekende nominale diameter verkleint) wordt aanbevolen om een veiligheidsfactor gelijk aan 1 te hanteren. Dit betekent dat er feitelijk geen veiligheidsfactor noodzakelijk is om de gewenste veiligheid te realiseren.

Dit geldt waarschijnlijk ook voor kreukelbermen.

Eventueel kan ook overwogen worden om een andere waarde voor het toelaatbare schadegetal te hanteren, maar dat valt buiten het kader van dit onderzoek.



## 2 Introduction

### 2.1 Motivation

Dikes in the Netherlands are essential for the safety of the people living in the low-lying areas at the coast or the rivers. The dikes have to withstand the hydraulic loading from high water levels and waves. The safety of the dikes is analysed in an assessment every six years, which is performed by the responsible water board. Many dikes in the Netherlands are covered with a block revetment, which gives protection against erosion due to wave action. This report discusses in three parts two different renovation alternatives for dikes and the toe protection, which are made of rock.

Figure 2.1 shows examples for a rock cover on part of a slope with underlying revetment (left) and a toe protection for a slope with revetment (right).

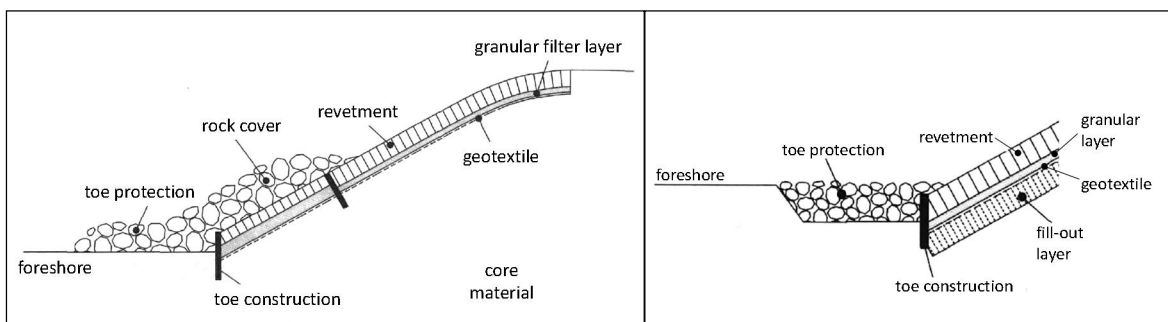


Figure 2.1 Example of rock cover on revetment and toe protection for a revetment (TAW, 2003)

If a block revetment does not pass the safety assessment, it is most common to replace it by a more stable one. But in some cases, especially when the insufficient part lies in the tidal zone, it is covered with a rock armour layer, instead of replacing the entire revetment. Usually, a rock slope is calculated with the Van der Meer formulae (see Rock Manual: CIRIA, 2007). When the rock cover is only located at the lower part of the slope, it is additionally loaded by the down-flowing water during run-down of the waves. This load is especially high, when the uncovered part of the slope has a relatively smooth surface, like a block revetment or grass. Therefore, the formulae from Van der Meer had to be adapted for the rock cover placed only on the lower part of the revetment.

Furthermore, the rock armour can also be placed on the entire outer slope of a dike. This can be done if the entire revetment is insufficient. The rock armour then has the characteristics of a breakwater made of rock with an impermeable core, where the Van der Meer formulae can be applied.

Another part of a dike, which can be made of rock, is the toe protection (“kreukelberm”). The toe protection is placed at the toe of a dike to support the toe construction and prevent the revetment from sliding down (see Figure 2.1, right). Furthermore, it prevents erosion of the foreshore.

The goal of this report is to determine safety factors for the design calculations for the rock cover.

## 2.2 Structure of this report

The following chapter (ch. 3) provides general explanation of the safety factor, the acceptable failure probability and the probabilistic calculations used in this report.

Chapter 4 is about the rock cover on part of a slope on insufficient block revetment. At first, a short introduction is given and then the design calculation method is explained. In the third section, the model factor and its derivation is presented and in the fourth section provides the explanation and equations for the damage number for the probabilistic calculations. In section 5 the input parameters for the probabilistic calculations are presented and explained. The last section provides and discusses the results of the calculations.

In the 5<sup>th</sup> chapter the rock cover on the entire slope on an insufficient block revetment is analysed. The subdivision in sections is identical with the 4<sup>th</sup> chapter.

In chapter 6 the toe protection of a dike is presented. A short analysis of the safety of a toe protection is given.

Chapter 7 gives a short summary of this report and discusses the results.

The appendices provide extra information for the report. In appendix A the values for the determination of the model factor for the rock cover on part of a dike slope are given. Appendix B shows the table for the standard classes of rock sizes that was used in this report. In appendix C the document for the design of toe protections ("Dimensionering kreukelberm (teenbestorting)") is given. Appendix D and E give additional information for that document.



### 3 Safety criteria and safety factors

#### 3.1 Determination of the safety factor

Safety factors are used to include safety in the design or the assessment calculations of a structure. There are many uncertainties in the calculations which influence the safety of the design, but the application of a safety factor makes it easy to achieve a safe result. The uncertainties can arise from the input parameters of the structure or the load as well as from the equations in the design method that were derived empirically.

In this report, it is aimed to define an overall safety factor for the design of rock covers on part of a slope and rock covers on the entire dike slope. The safety factor should be applied on the design value of the nominal diameter of the rock. It includes all uncertainties in the calculations.

The safety factor is determined with probabilistic calculations (see section 3.3). Thereby, the mean value for the nominal rock diameter is adapted such, that the aimed failure probability is calculated. The derivation of the target failure probability is explained in the following section (section 3.2). Afterwards, the nominal rock diameter, applied in the probabilistic calculations,  $D_{n50,prob}$  is compared with the nominal rock diameter derived from the deterministic design calculations  $D_{n50,design}$ . The quotient of both is defined as the factor, with which the design value results in the target failure probability, which is the safety factor:

$$\gamma = \frac{D_{n50,prob}}{D_{n50,design}} \quad (3.1)$$

with:

$\gamma$  = Safety factor

$D_{n50,prob}$  = Mean value of the nominal diameter of the rocks from probabilistic calculations [m]

$D_{n50,design}$  = Nominal diameter of the rocks from deterministic design calculations [m]

#### 3.2 Acceptable failure probability

In the Dutch Water Law (Waterwet) is defined that the water defences have to be safe for the high water level with a fixed probability of exceedance, which is called the "norm". The norm is defined for each dike ring, e.g. 1/4000 years for the most dikes with a block revetment.

The basic requirements in the traditional safety assessment philosophy are given in the Fundamentals on Water Defences (Leidraad Grondslagen voor Waterkeren, TAW ,1998):

"Safety requirements:

- The probability of exceedance of the discharge  $q_t$  may for every dike section not exceed the norm mentioned in the Flood Defence Act for the relevant dike ring area. Here a design water level (MHW) is typically assumed, with associated wave climate from which the wave run up or wave overtopping follows on.

- For water levels equal to or lower than MHW the probability of failure due to other factors than wave run up or wave overtopping may not exceed 10% of the norm mentioned in point 1.”

As in the second paragraph above defined, other failure mechanisms than wave overtopping or overflow should not exceed 10% of the norm. When assuming ten other failure mechanisms, each is not allowed to have more than 1% failure probability, when the norm storm occurs. Figure 3.1 shows this approach in a chart.

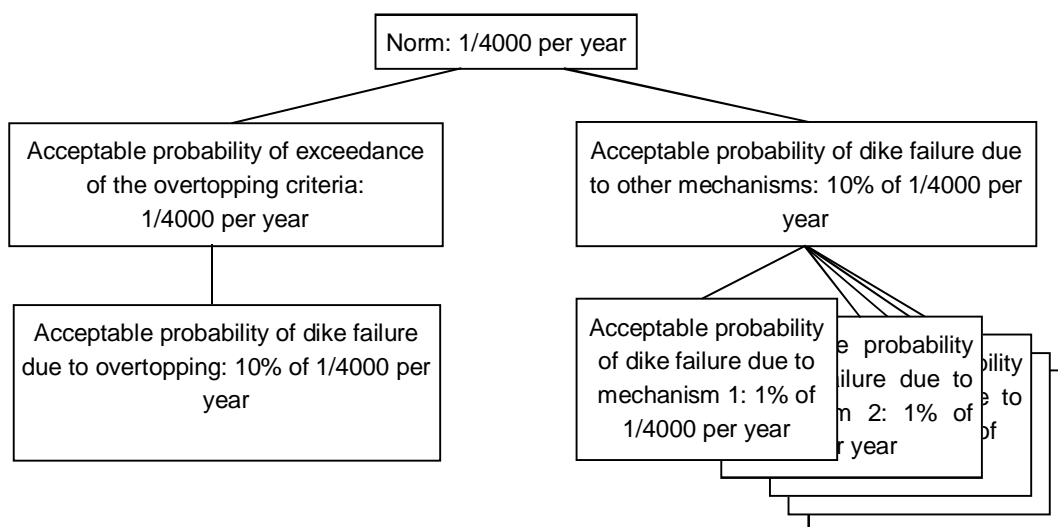


Figure 3.1 Determination of the acceptable failure probability: distribution among the failure mechanisms

As the “other failure mechanisms” are regarded in this report, the acceptable failure probability for each failure mechanism can be 1% at the occurrence of the norm storm. With the failure of the rock cover the dike itself can still withstand the high water for a while, which is called the residual strength. The residual strength is therefore defined as the time from the failure of the rock cover until the dike body is eroded by the waves and the water can flow into the hinterland. To include the residual strength implicitly in the calculations, the acceptable failure probability for the rock cover is assumed to be 2%. This is regarded as a conservative and safe criterion.

### 3.3 Probabilistic calculations

Probabilistic calculations are often performed to calculate the failure probability of structures. Here, they are used to calculate the failure probability of the rock cover on an insufficient revetment on part of the slope and on the entire slope. In this case, it is aimed to achieve the acceptable failure probability, which is done by multiplying the nominal diameter of the rocks with a factor, which is the safety factor (see section 3.1).

The probabilistic calculations are performed with the Monte Carlo method. As described in Diermanse et al. (2011) there are several other methods to perform probabilistic calculations, such as First Order Reliability Method (FORM) or Directional Sampling (DS). The two named methods are usually faster as fewer calculations are needed than with the Monte Carlo method. However, the Monte Carlo method is easy to use and sufficiently fast for the here performed calculations, as the aimed failure probability is rather high with 2% (see

section 3.2). Thus, about 500,000 calculations are sufficient to give a result with a good accuracy.

During a probabilistic calculation many sets of random values are taken for the stochastic parameters according to their probability distribution function. For each set of values the failure is calculated with the limit state equation (LSE). The LSE simply compares the strength ( $R$  = resistance) and the load ( $S$  = solicitation) of a structure and results in a negative value for  $Z$  when failure occurs. The general LSE is as follows:

$$Z = R - S \quad (3.2)$$

with:

$Z$  = Z-function (if  $Z < 0$ , failure occurs)  
 $R$  = Resistance  
 $S$  = Solicitation

This leads to a large amount of calculations for which whether the structure will fail or not. In the Monte Carlo method the failure probability is then determined by dividing the amount of calculations that result in failure by the total amount of calculations.

$$p_f = \frac{N_{fail}}{N_{calc}} \quad (3.3)$$

with:

$p_f$  = Probability of failure [-]  
 $N_{fail}$  = Amount of calculations that result in failure [-]  
 $N_{calc}$  = Total amount of calculations [-]

The Monte Carlo simulations are performed with the Matlab code from the 'Probabilistic Toolbox', which was set up in the research programme SBW-WTI (OET, 2013).



## 4 Rock cover on part of the dike slope

### 4.1 Introduction

Many dikes in the Netherlands are built with a block revetment. The revetment protects the dike core from the wave impacts. The safety of the dikes has to be surveyed with a safety assessment every six years. If the safety of the block revetment is not granted anymore, e.g. due to higher hydraulic loadings, the revetment has to be renewed. Instead of an expensive exchange of the revetment, sometimes is chosen for an alternative: a cover built from quarry stones. This is especially done, when the insufficient part of the revetment is the lower part of the slope. The rock cover is then placed only on the weak part of the revetment.

Figure 4.1 shows a block revetment with a rock cover placed on part of the slope, as presented in the design guidelines for block revetments (TAW, 2003). The rock cover is applied on top of the insufficient revetment with a thickness of  $2 \cdot D_{n50}$ . The  $D_{n50}$  is the characteristic size of the rock, defined as follows:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{M_{50} / \rho_s} \quad (4.1)$$

with:

- $D_{n50}$  = Nominal rock diameter [m]
- $M_{50}$  = Mass of the rocks, exceeded by 50% of the rocks [kg]
- $\rho_s$  = Density of the rock [kg/m<sup>3</sup>]

Above the insufficient revetment the rocks are placed with an approximately horizontal surface, which forms an extra amount of rock (in the cross section an extra “triangle”) and is a proper transition to the slope above.

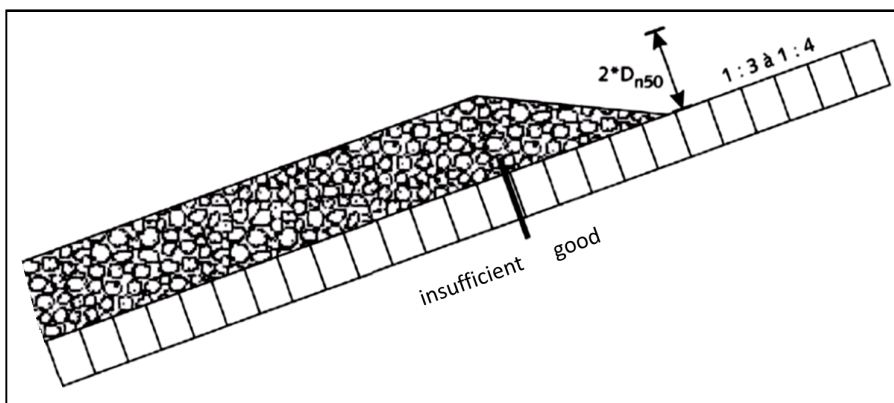


Figure 4.1 Rock cover on insufficient block revetment (TAW, 2003)

### 4.2 Design calculation method

Usually, the design of rock slopes is based on the Van der Meer formulae (Van der Meer, 1988; for deep water at the toe and standard wave energy spectra). There, the damage of a rock slope is expressed with the damage number  $S_d$ . The damage number  $S_d$  indicates the virtual number of rocks that were displaced from the eroded area  $A_e$  in a cross section:

$$S_d = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (4.2)$$

with:

- $S_d$  = Damage number for rock slopes [-]
- $A_e$  = Eroded area in the cross section [m<sup>2</sup>]
- $D_{n50}$  = Nominal rock diameter [m]

The Van der Meer formulae cannot be applied to the partly rock slope without adaption. The upper end of the rock slope is subjected to an additional load by the down-streaming water of the waves during run-down. This load is especially remarkably large, because the rock cover is placed on a smooth revetment. Thus, the water suffers not much slowing down during the wave run-down due to the absence of friction by the rather smooth surface of the revetment. Most rock covers placed on revetments experience damage in the upper part.

Kant (1999) performed and analysed physical model tests with a rock cover on part of a slope on top of a smooth revetment. He introduced a correction factor  $Y$  in the equations for deep water conditions from Van der Meer to take the above described higher loading due to the run-down from the smooth slope above the rock into account. The adapted equations are also included in the design guidelines for block revetments (TAW, 2003).

For the design of the rock cover, the nominal rock diameter has to be calculated depending on the occurring load. It was found that the stability is dependent on the wave breaking types due to the different loading resulting from that. A distinction is made for “plunging” and “surging” wave breaking, which leads to different equations. This distinction has to be made only for slopes steeper than 1:4. Additionally, the difference is made for deep and shallow water conditions.

The equations for the design of the rock cover on part of the slope are for deep water conditions (transformed from TAW, 2003):

- For plunging waves ( $\xi_m \leq \xi_{m,crit}$ ) and slopes more gentle than 1:4 ( $\cot \alpha \geq 4$ ):

$$D_{n50} = \frac{H_s \cdot \sqrt{\xi_m}}{\Delta \cdot 4.1 \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \cdot Y} \quad (4.3)$$

- For surging waves ( $\xi_m > \xi_{m,crit}$ )

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta \cdot 1.35 \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^p \cdot Y} \quad (4.4)$$

with:

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s \cdot 2\pi}{g \cdot T_m^2}}} \quad (4.5)$$

$$\xi_{m,crit} = \left(3 \cdot \sqrt{\tan \alpha}\right)^{\frac{1}{0.6}} \quad (4.6)$$

with:

- $D_{n50}$  = Nominal rock diameter [m]  
 $H_s$  = Significant wave height at the toe of the structure [m]  
 $\xi_m$  = Breaker parameter based on the mean peak period [-]  
 $\Delta$  = Relative density of the rock [-]

with:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

- $\rho_s$  = Density of the rock [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\rho_w$  = Density of the water [kg/m<sup>3</sup>]

- $N$  = Number of waves [-]

with:

$$N = \frac{t_{load} \cdot 3600}{T_m}$$

- $t_{load}$  = Duration of the load [h]  
 $T_m$  = Mean wave period [s]

- $\alpha$  = Angle of the slope [°]  
 $P$  = Parameter for the permeability of the core [-]  
 $Y$  = Correction factor [-]  
 $g$  = Gravitational acceleration [m/s<sup>2</sup>]  
 $\xi_{m,crit}$  = Critical breaker parameter based on the mean wave period

The values from the correction factor  $Y$  can be seen in Figure 4.2 (TAW, 2003), depending on the breaker parameter  $\xi_m$ . The values are given for the slopes with a gradient 1:3 and 1:4. It has to be noted, that it is not allowed to extrapolate outside these values.

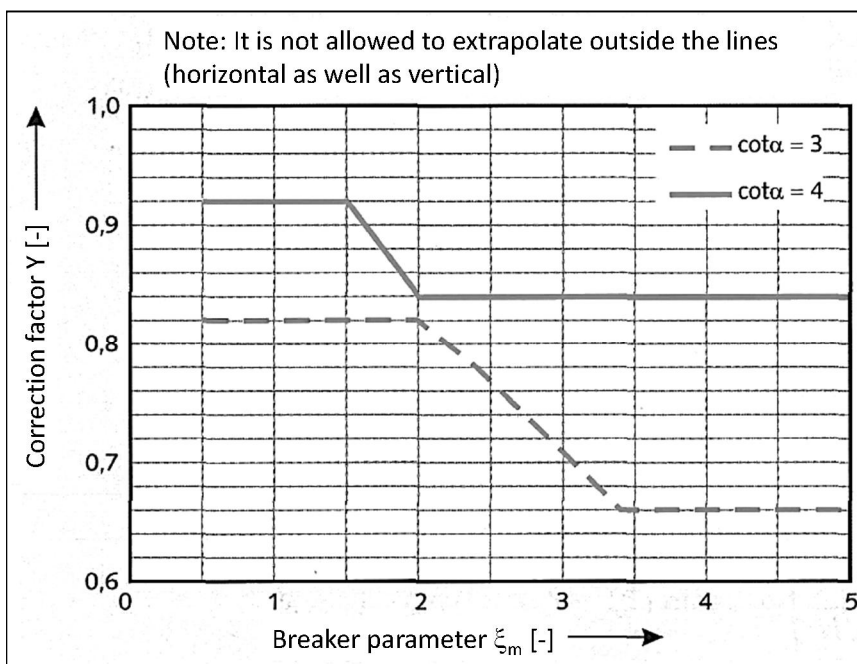


Figure 4.2 Determination of the correction factor  $Y$  (TAW, 2003)

For shallow water conditions the equations from Van der Meer have also been adapted. The physical model tests that Van der Meer used to set up his equations were only done with deep water conditions. Kant (1999) therefore developed formulae based on the Van der Meer equations, but adapted them for the shallow water case with wave breaking, which was also analysed in physical model tests. He included the values for the correction factor  $Y$  for breaking waves and the parameter for the permeability of the core  $P$  and thus derived simplified equations for the slopes with a steepness of 1:3 and 1:4.

The equations for the design of the rock cover on part of the slope are for shallow water conditions (transformed from Kant, 1999):

- For 1:3-slopes:

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta \cdot 3.0 \cdot S_d^{0.2} \cdot N^{-0.1}} \quad (4.7)$$

- For 1:4-slopes:

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta \cdot 2.8 \cdot S_d^{0.28} \cdot N^{-0.1}} \quad (4.8)$$

In the design guidelines for block revetments (TAW, 2003) a damage number of  $S_d = 4$  is advised for the design of a rock cover on part of the slope on insufficient block revetments. With a value of  $S_d = 4$  some moving of the rocks is accepted, but not so much that the block revetment is exposed. Especially with the extra rock above the border from insufficient to sufficient block revetment, some movement can be allowed. For the here performed design calculations the value of  $S_d = 4$  is used.

In order to calculate the safety factor for the safety assessment of the partly rock cover on an insufficient revetment, a design calculation with the design input parameters is performed, which results in the nominal rock diameter  $D_{n50}$ . This diameter is the minimum value for the given load. The right class of rocks is chosen according to the standard sorting classes of rock (PBZ, 2003; see Table B.1). As there has to be chosen for the next larger rock class, it can result in a diameter that is up to 60% larger. But this is different from case to case as it can be sometimes 0% (calculation result matches exactly with a standard sorting class) and sometimes as high as 60%. This aspect has been taken into account in the calculations by introducing a factor  $f_D$  with a uniform distribution. This factor can have a random value within a certain range and each value has the same probability.

The average ratio of the nominal diameter between two classes is a factor 1.36. On average this introduces a considerable amount of safety in the structure, but in individual cases this safety can be absent or even larger. To account for this rather random amount of safety, it is chosen to include a much smaller range of ratios: only from 1.0 up to 1.2 (average = 1.1). This will eventually lead to conservative/safe results. Therefore, the range of the "class selection process" is applied in the probabilistic calculations with the factor  $f_D$  with a uniform distribution in the range of 1.0 to 1.2.

According to the table of rock classes, the standard deviation of  $D_{n50}$  ( $\sigma$ ) in a rock class is about 1 cm. With these two pieces of information, the nominal rock diameter is transformed to the average nominal rock diameter of the next higher rock class. Therefore, at first  $2 \cdot \sigma$  is



added to get from the minimum value to the nominal diameter of the deterministic design calculations  $D_{n50,design}$ , as it is assumed that 95% of the values are representative for a class. The fact, that the chosen class can result in a much higher value, is applied such, that the nominal diameter is multiplied with the factor  $f_D$  in the probabilistic calculations.

Figure 4.3 shows an example for the design of a rock cover. In the example the design diameter for the rocks is calculated to  $D_{n50} = 0.36$  m. As can be seen from the figure, the standard rock class 40-200 kg has the average diameter of 0.35 m. The calculated 0.36 m is still in the range of that class, but the chance is high, that the nominal diameter of the rocks is smaller. Therefore, the next larger rock class is applied, which is the class 60-300 kg with the range of diameter from 0.38 m to 0.44 m.

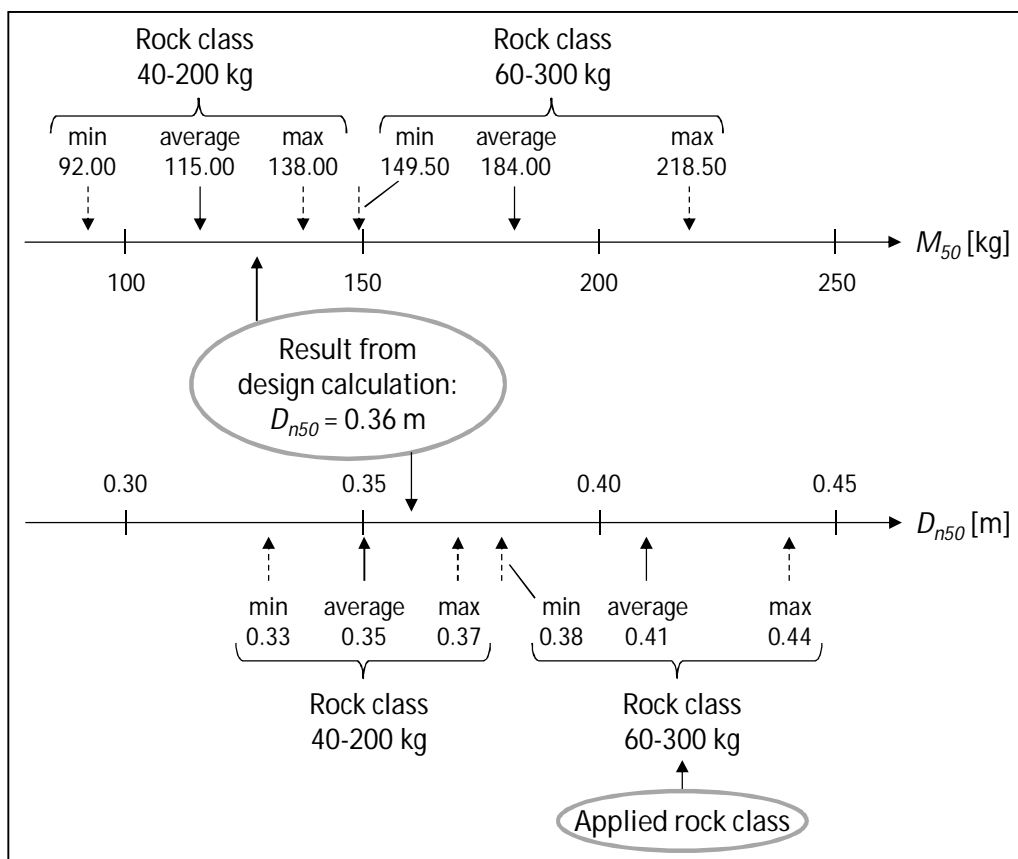


Figure 4.3 Example for the selection of the rock class

In order to account for this class selection in the calculation method a simple procedure was followed. A second example to explain this procedure is given below:

- Calculate the nominal diameter of the rocks with the design formulae (equation (4.3), (4.4), (4.7) or (4.8), according to the case) [example:  $D_{n50} = 0.50$  m].
- Add  $2 \cdot \sigma$  to calculate the average of the rock class, as explained above [example:  $D_{n50,design} = 0.52$  m]
- In the probabilistic calculations the factor  $f_D$  is multiplied to the diameter, which has a range from 1.0 to 1.2 to include the “class selection” in the calculations. Additionally, the standard deviation  $\sigma = 0.01$  m is applied to take into account the variations of the nominal diameter in the rock classes
- Result from the probabilistic calculations is the mean value of the diameter  $D_{n50,prob}$ , which leads to the aimed failure probability of 2% [example:  $D_{n50,prob} = 0.49$  m]

- With both calculated diameters the safety factor is calculated [example:  
 $\gamma = D_{n50,prob} / D_{n50,design} = 0.49 / 0.52 = 0.94$ ]

### 4.3 Model factor for the probabilistic calculations

A model factor is used to take the uncertainties of the empirical equations into account. It describes the ratio between the results of the physical model tests and the derived equations.

In order to quantify the model factor, the results from physical model tests were compared to the results of the applied equations. The physical model tests were performed by Kant (1999) for different test set-ups concerning the height of the foreshore and thus if the waves break or not. One test set-up was done with a deep foreshore which did not cause the breaking of the waves. The second set-up was carried out with a shallow foreshore, which induced wave breaking. For both foreshore set-ups the angle of the slope was varied, once with a 1:3 and once with a 1:4 slope. The input values for the calculations with the empirical equations were taken from the physical model tests.

The values for the determination of the model factor for deep water conditions are shown in appendix A in Table A.1. The model factor is defined by the ratio of the damage number derived from the model tests and the one from the calculations. Only the damage numbers of the physical model tests with a value larger than 3 were taken into account. This was done, as the failure of the rock cover is occurring at higher damage numbers. Additionally, the ones below 3 turned out to have a much larger variation compared to the formulae than those above 3. Therefore, all tests with damage numbers lower than 3 are not included in the model factor.

Based on this, the model factor for deep water conditions is calculated with the mean value  $\mu_{mD} = 0.83$  and the standard deviation  $\sigma_{mD} = 0.24$ . This shows, that the calculated values for the damage number  $S_d$  are in average larger than the measured ones from the physical model tests. In order to avoid too extreme or negative values in the probabilistic calculations a limit is set to the model factor. Since the minimum and maximum values from the model tests are 0.42 and 1.19, this limit is set to  $\mu - 2 \cdot \sigma = 0.35$  and  $\mu + 2 \cdot \sigma = 1.31$ .

In the same way, the model factor for shallow water (with wave breaking) is determined. The values are presented in appendix A in Table A.2. The model factor for this case is as follows: the mean value  $\mu_{mS} = 0.89$  and the standard deviation  $\sigma_{mS} = 0.18$ . Similar to the case with deep water, the calculated values are mostly higher than the measured values from the model tests. Again, limits are defined to avoid too extreme or negative values in the probabilistic calculations. The borders are set to  $\mu - 3 \cdot \sigma = 0.35$  and  $\mu + 2 \cdot \sigma = 1.43$ , because the minimum and maximum values are at 0.47 and 1.40.

The influence of the model factor and the other input variables are shortly presented at the end of section 0 (see Table 4.7).

### 4.4 Damage number for the probabilistic calculations

In the probabilistic calculations the calculated damage is expressed with the damage number  $S_{calc}$ . The model factor  $m_D$  for deep water conditions, resp.  $m_S$  for shallow water, is included in

the formulae (equations (4.3), (4.4), (4.7) or (4.8)) to take the uncertainties of the equations into account (see section 4.3).

The equations for the probabilistic calculations of the rock cover on part of the slope are for deep water conditions (transformed from TAW, 2003):

- For plunging waves ( $\xi_m \leq \xi_{m,crit}$ ) and slopes more gentle than 1:4 ( $\cot \alpha \geq 4$ ):

$$S_{calc} = m_D \cdot \left( \frac{H_s \cdot \sqrt{\xi_m}}{\Delta \cdot 4.1 \cdot D_{n50} \cdot f_D \cdot Y} \right)^5 \cdot \sqrt{N} \quad (4.9)$$

- For surging waves ( $\xi_m > \xi_{m,crit}$ )

$$S_{calc} = m_D \cdot \left( \frac{H_s}{\Delta \cdot 1.35 \cdot D_{n50} \cdot f_D \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P \cdot Y} \right)^5 \cdot \sqrt{N} \quad (4.10)$$

The equations for the probabilistic calculations of the rock cover on part of the slope are for shallow water conditions (transformed from Kant, 1999):

- For 1:3-slopes:

$$S_{calc} = m_S \cdot \left( \frac{H_s}{\Delta \cdot 3.0 \cdot D_{n50} \cdot f_D \cdot N^{-0.1}} \right)^{1/0.2} = m_S \cdot \left( \frac{H_s}{\Delta \cdot 3.0 \cdot D_{n50} \cdot f_D} \right)^5 \cdot \sqrt{N} \quad (4.11)$$

- For 1:4-slopes:

$$S_{calc} = m_S \cdot \left( \frac{H_s}{\Delta \cdot 2.8 \cdot D_{n50} \cdot f_D \cdot N^{-0.1}} \right)^{1/0.28} \quad (4.12)$$

with:

- $D_{n50}$  = Nominal diameter of the rocks used in the probabilistic calculations [m]
- $m_D$  = Model factor for deep water conditions [-]
- $m_S$  = Model factor for shallow water conditions [-]
- $f_D$  = Factor on  $D_{n50}$  for "class selection" [-]

For the damage number at failure  $S_{fail}$  the results of the physical model tests in Kant (1999) are regarded. There, the failure is observed when the block revetment under the rock cover is visible. The profile of the rock cover is measured in five cross-sections over the 1 m wide model after each test. The eroded area is defined by comparing the measured profile with the original profile. The damage number  $S_d$  is calculated with this eroded area from each cross-section. Afterwards, the average damage number is calculated. The shape of the profile differs between the cross-sections and therefore the same value of the damage number  $S_d$  does not mean the same depth of erosion. Different values are also determined for the different slope angles, as it is stated in Kant (1999).

The failure will probably occur at the high end of the rock cover, where the extra 'triangle' of rocks is applied in the cross-section. There is the most loading due to the wave breaking and wave run-down from the revetment above. Depending on the slope angle, that triangle has a

certain cross sectional area. Therefore, more rocks can be allowed to move out for a 1:4-slope as for a 1:3-slope.

The shape of the erosion profile is important to determine whether a certain amount of erosion (which is expressed by the damage number  $S_d$ , also called  $S_d$ -value) corresponds to failure (underlying block revetment is visible) or not. If the erosion is concentrated in a relatively small range along the cross-section, a relatively small  $S_d$ -value will lead to failure. If the erosion is spread out over the entire cross-section, the  $S_d$ -value at failure will be large. The erosion profiles as measured by Kant (1999) has been analysed to find the  $S_d$ -value at failure:  $S_{fail}$ .

For the probabilistic calculations, it is chosen for a normal distribution for  $S_{fail}$ , as this value is uncertain. The characteristic values for the distribution of the damage number at failure  $S_{fail}$  are as follows: the mean value  $\mu_{S_{fail},1:4} = 12$  and the standard deviation  $\sigma_{S_{fail},1:4} = 2$  for the 1:4-slope and the mean value  $\mu_{S_{fail},1:3} = 10$  the standard deviation  $\sigma_{S_{fail},1:3} = 2$  for the 1:3-slope. These values are derived from the analysis of the results from the physical model tests performed by Kant (1999). They cannot be derived directly, as the tests were run with a specific number of waves and not “until failure”. The standard deviation of the damage number at failure is thus determined by engineering judgement on the given test results.

The value of  $S_{fail}$  looks rather high compared to the normal design practice, and one could be worried about the damage that might occur during more frequent storms if this high value of  $S_{fail}$  is used in the calculations.

In the present study we focus completely on the probability of failure during the design storm. Given a proper design with  $S_d = 4$  and a proper construction, it is calculated whether the probability of failure is acceptable. If the design storm occurs, the damage will probably be about  $S_d \approx 4$ . Only in very rare cases the damage will be as high as  $S_{fail} = 12$  (for 1:4) or 10 (for 1:3). The objective of the present research is to calculate the probability that this high damage will occur. In section 3.2 it is explained that the probability of 2% is acceptable.

As the most probable damage during the design storm will be  $S_d = 4$ , a lot less damage is expected at more frequently occurring storms. Specific calculations with the hydraulic boundary conditions at frequent storms can give the necessary information to elaborate the expected maintenance costs. However, this is beyond the scope of the present study.

It should be noted, that the model factor includes the uncertainties from the derived equations compared to the physical model tests. The above regarded uncertainty of the damage number at failure  $S_{fail}$  is also defined by analysing the physical model tests, which might introduce some stochastic dependency. Still, both parts are regarded separately here. They might not be fully independent, but by regarding them as independent, the safety factor is overestimated, leading to a conservative/safe result.

The limit state equation for the probabilistic calculations (see section 3.3) is as follows:

$$Z = S_{fail} - S_{calc} \quad (4.13)$$

with:

- $Z$  = Z-function (if  $Z < 0$ , failure occurs)
- $S_{fail}$  = Damage number at failure [-]
- $S_{calc}$  = Calculated damage number [-]

## 4.5 Input

Several calculations are performed to determine the safety factor. The calculations are done separately for deep water and shallow water conditions. The input parameters and the variation calculations are the same for both conditions.

Table 4.1 Deterministic input parameters for the calculations for rock cover on part of the dike slope (initial input)

Deterministic parameters	Unit	Symbol	Value
Nominal rock diameter design calculation	[m]	$D_{n50,design}$	0.52
Angle of the slope	[-]	$cot\alpha$	4
Density of the water	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_W$	1025
Parameter for the permeability of the core	[-]	$P$	0.1
Gravitational acceleration	[m/s <sup>2</sup> ]	$g$	9.81

Table 4.1 shows the deterministic input parameters with their initial input values. As explained in section 3.1 and 4.2 the nominal rock diameter is calculated with the design formulae ( $D_{n50,design}$ ). This design value of the diameter is used as the starting value for the search of the matching diameter, which was changed to find the value at the aimed failure probability. The angle of the slope is represented by the cotangent of the angle ( $cot\alpha$ ). The density of water ( $\rho_W$ ) is needed to calculate the relative density of the rock ( $\Delta$ ). In these cases, the parameter for the permeability of the core is  $P=0.1$ , which is the given value for an impermeable core (TAW, 2003).

In Table 4.2 the initial input values for the stochastic parameters are provided. Almost all parameters are represented with a normal distribution with the given mean value  $\mu$  and standard deviation  $\sigma$ .

Table 4.2 Stochastic input parameters for the calculations for rock cover on part of the dike slope (initial input)

Stochastic parameters (Normal distribution)	Unit	Symbol	Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$
Damage number at failure	[-]	$S_{fail}$	12	2
Wave height	[m]	$H_s$	1.5	0.15
Duration of the load	[h]	$t_{Load}$	10	1.43
Density of the rock	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_R$	2650	13
Nominal diameter of the rock	[m]	$D_{n50}$	varied	0.01
Wave steepness	[-]	$s_{om}$	0.05	0.003
Model factor for deep water	[-]	$m_D$	0.83	0.24
Model factor for shallow water	[-]	$m_S$	0.89	0.18
Stochastic parameters (Uniform distribution)	Unit	Symbol	Lower limit	Upper limit
Factor on $D_{n50}$ for "class selection"	[-]	$f_D$	1.0	1.2

The stochastic parameters that characterise the structure are the damage number at failure  $S_{fail}$ , the density of the rock  $\rho_R$ , the diameter of the rock  $D_{n50}$  and the factor on the diameter of the rock  $f_D$ . The values for the damage number at failure  $S_{fail}$  were already discussed in section 4.4. The density of the rocks  $\rho_R$  has a typical mean value. The standard deviation is very small, as the density has not much variation when the rocks come from one quarry and

are of one type. The standard deviation of the rock diameter is 0.01 m, as the minimum value and maximum value of  $D_{n50}$  in a certain rock class are typically 0.04 m apart (see Table B.1 in appendix B). This is taken as a 95% range, and consequently the standard deviation is a quarter of this range. The mean value of the nominal diameter of the rocks is varied such, that the failure probability results in the aimed value of 2% (see section 3.3). The factor for the diameter of the rocks according to the class selection  $f_D$  has a uniform distribution between 1.0 and 1.2, which is described in section 4.2.

The hydraulic load is also characterised with stochastic parameters: the wave height  $H_s$ , the duration of the load  $t_{load}$  and the wave steepness  $s_{om}$ . The variation coefficient of the wave height  $H_s$  was chosen to be  $V = \sigma/\mu = 10\%$ . The load duration  $t_{load}$  was defined in 't Hart (2012) according to a mean storm duration of 35 h. There it is stated that approximately 1/3 of the storm duration is a decisive load duration. The wave steepness  $s_{om}$  is based on the mean wave period  $T_m$ . It was chosen to take the wave steepness as an input parameter, instead of the wave period, because it characterizes the wave conditions very well and does not have the disadvantage of the wave period  $T_m$  that the value can become unrealistic in relation to the current wave height  $H_s$ .

The model factors for deep water  $m_D$  and shallow water  $m_S$  are derived from physical model tests and describe the differences between the test results and the calculated results. The derivation of the model factors are discussed in section 4.3.

The goal of the probabilistic calculations is to find the nominal diameter that matches the target probability of failure of 2% (see section 3.3). This was found by varying the mean value of the nominal diameter until the right value was found.

Several variation calculations were performed to investigate the influence of the input parameters. Therefore, most of the parameters were varied to a smaller and a larger value. The cotangent of the angle of the slope is changed to  $\cot\alpha = 3$ , for which different values for the damage number at failure  $S_{fail}$  are used. The steepness of the waves  $s_{om}$  is varied to change the wave breaking mechanism from plunging to surging. As this change only leads to another equation for 1:3-slopes, this variation was made with the 1:3-slope. Two variations have been performed for different values of the target failure probability  $p_f$  to give some insight on how the safety factor depends on that.

The last two variations were made with a rock layer thickness of  $1.5 \cdot D_{n50}$  instead of  $2 \cdot D_{n50}$ . Usually the design of the rock cover is made with a layer thickness of  $2 \cdot D_{n50}$ , but it is also possible to build a rock cover with a thickness of  $1.5 \cdot D_{n50}$  in practice, although that takes a lot of extra effort. In that case, the damage number at failure  $S_{fail}$  is much less than for a layer thickness of  $2 \cdot D_{n50}$ . The erosion of the rock cover on part of a slope fails at first at the upper border, where the extra "triangle" of rock is located. When the layer thickness is decreased with the factor of 0.75, the area, which can be eroded at that location, is decreased with a factor of  $0.75^2 \approx 0.56$ . For the 1:4-slope, this results in a mean value of the damage number at failure  $\mu_{S_{fail},1:4} = 7$  and a standard deviation  $\sigma_{S_{fail},1:4} = 1$ ; and for the 1:3-slope, a mean value  $\mu_{S_{fail},1:3} = 6$  and a standard deviation  $\sigma_{S_{fail},1:3} = 1$ .

For every new set of input values, a design calculation was performed to obtain the starting value for the rock diameter in the probabilistic calculations (see section 3.1 and 4.2 for further information).

Table 4.3 Values of the variation calculations for rock cover on part of the dike slope

Calc. Deep water	Calc. Shallow water	Varied parameter		Unit	Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$
DW1	SW1	- (initial input values)	-	-	-	-
DW2	SW2	$H_s$	↓	[m]	1.0	0.1
DW3	SW3	$H_s$	↑	[m]	2.0	0.2
DW4	SW4	$\cot\alpha$ ( $S_{fail}$ : $\mu = 10$ , $\sigma = 2$ )	↓	[-]	3.0	-
DW5	SW5	$s_{om}$ ( $\cot\alpha = 3$ , $S_{fail}$ : $\mu = 10$ , $\sigma = 2$ )	↓	[-]	0.01	0.0006
DW6	SW6	$\rho_R$	↓	[kg/m <sup>3</sup> ]	2500.0	12.5
DW7	SW7	$\rho_R$	↑	[kg/m <sup>3</sup> ]	2800.0	14
DW8	SW8	$t_{load}$	↓	[h]	5.0	0.715
DW9	SW9	$t_{load}$	↑	[h]	20.0	2.86
DW10	SW10	$p_f$	↓	[%]	1.0	-
DW11	SW11	$p_f$	↑	[%]	5.0	-
DW12	SW12	$d_{layer}$ ( $\cot\alpha = 4$ , $S_{fail}$ : $\mu = 7$ , $\sigma = 1$ )	↓	[m]	$1.5 \cdot D_{n50}$	-
DW13	SW13	$d_{layer}$ ( $\cot\alpha = 3$ , $S_{fail}$ : $\mu = 6$ , $\sigma = 1$ )	↓	[m]	$1.5 \cdot D_{n50}$	-

## 4.6 Results

### Results for deep water conditions

The result from each set of probabilistic calculations is the mean value of the nominal rock diameter  $D_{n50,prob}$  that meets the required failure probability. The ratio between that value and the nominal rock diameter derived from the design calculation  $D_{n50,design}$  is the safety factor  $\gamma$ , as explained in section 3.1.

Table 4.4 presents the results of the calculations for the rock cover on part of the dike slope for deep water conditions. The nominal rock diameter of the design  $D_{n50,design}$  and the probabilistic calculations  $D_{n50,prob}$  are given, as well as the derived safety factor  $\gamma$  for every variation calculation. The values from the variation calculations DW10 and DW11 were derived from the calculations with a different target failure probability. They were calculated to analyse the influence of the target failure probability. The calculations DW12 and DW13 were carried out with a thinner rock layer, to analyse the influence of this.

The last four calculations were done to gain additional information, but not to be included in the conclusions of this study.

It can be seen very well that the safety factor for all calculations lies well below 1.0. The safety factor also lies in a small range, between 0.85 and 0.92, for the calculations with a target failure probability of 2%. The highest values were obtained from the calculations DW4 and DW5, with each 0.92. In those calculations the slope is steeper and thus the damage number at failure is lower than in the other calculations. Note that calculation DW5 is performed with the equation for surging waves, but this has apparently no influence on the safety factor.

The calculations DW10 and DW11 are done with a different target failure probability of 1%, respectively 5%. A failure probability of 1% assumes no residual strength of the underlying block revetment and the dike core (see section 3.2). For this variation the safety factor is

$\gamma_{DW10} = 0.89$  (DW10). However, the difference to the calculation with the target failure probability of 2% is not large (DW1 with  $\gamma_{DW1} = 0.86$ ). The calculation with a higher target failure probability of 5% (DW11) results in a safety factor that is lower than for the other calculations with  $\gamma_{DW11} = 0.82$ . This is explainable, as a larger failure probability was allowed because of the higher residual strength and thus a smaller rock diameter could be chosen.

Table 4.4 Results for the safety factor for rock cover on part of the dike slope for deep water conditions

Calc.	Varied parameter		Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$	$D_{n50,design}$	$D_{n50,prob}$	Safety factor $\gamma = \text{prob/design}$
DW1	- (initial input values)	-	-	-	0.52	0.45	0.86
DW2	$H_s$	↓	1.0	0.1	0.36	0.31	0.85
DW3	$H_s$	↑	2.0	0.2	0.67	0.59	0.88
DW4	$cot\alpha^*$	↓	3.0	-	0.66	0.61	0.92
DW5	$S_{om}^*$	↓	0.01	0.0006	0.95	0.87	0.92
DW6	$\rho_R$	↓	2500.0	12.5	0.57	0.50	0.87
DW7	$\rho_R$	↑	2800.0	14	0.47	0.41	0.87
DW8	$t_{load}$	↓	5.0	0.715	0.48	0.42	0.88
DW9	$t_{load}$	↑	20.0	2.86	0.55	0.48	0.87
DW10	$p_f$	↓	1.0	-	0.52	0.46	0.89
DW11	$p_f$	↑	5.0	-	0.52	0.43	0.82
DW12	$d_{layer}^{**}$	↓	$1.5 \cdot D_{n50}$	-	0.52	0.50	0.96
DW13	$d_{layer}^{***}$	↓	$1.5 \cdot D_{n50}$	-	0.66	0.67	1.01
* with $cot\alpha = 3$ and $S_{fail}$ : $\mu = 10$ , $\sigma = 2$							
** with $cot\alpha = 4$ and $S_{fail}$ : $\mu = 7$ , $\sigma = 1$							
*** with $cot\alpha = 3$ and $S_{fail}$ : $\mu = 6$ , $\sigma = 1$							

The results of the last two calculations DW12 and DW13 verify the assumptions that a thinner rock cover leads to a higher probability of failure. The safety factors of those two calculations are relatively high, with 0.96 and 1.01. Since it is very unusual to construct a rock cover with such a thin layer thickness, these results were not used for the final conclusions.

All the calculated safety factors (DW1 – DW9) lie below 1.0, but it is not advised to introduce a safety factor below 1. A calculation with the design input values was made to determine the actual failure probability of the rock cover. The result of the failure probability for this example was  $p_f = 3.6 \cdot 10^{-4}$ . This low failure probability shows that the design calculation with the design values already includes a lot of safety.

### Results for shallow water conditions

The same calculations with the same input parameters were performed for shallow water conditions. The results for the calculations for the shallow water conditions are presented in Table 4.5. Again, the values of the safety factor lie well below 1.0. It can also be seen, that the values are lower than the ones for deep water conditions. Apart from that, the same trends are noticed for the results of the shallow water as for the deep water conditions. The range of the safety factors is from 0.81 to 0.92.



Table 4.5 Results for the safety factor for rock cover on part of the dike slope for shallow water conditions

Calc.	Varied parameter		Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$	$D_{n50,design}$	$D_{n50,prob}$	Safety factor $\gamma = \text{prob/design}$
SW1	- (initial input values)	-	-	-	0.58	0.48	0.82
SW2	$H_s$	↓	1.0	0.1	0.4	0.33	0.81
SW3	$H_s$	↑	2.0	0.2	0.76	0.63	0.82
SW4	$\cot\alpha^*$	↓	3.0	-	0.61	0.56	0.92
SW5	$s_{om}^*$	↓	0.01	0.0006	0.56	0.52	0.92
SW6	$\rho_R$	↓	2500.0	12.5	0.64	0.53	0.82
SW7	$\rho_R$	↑	2800.0	14	0.54	0.44	0.81
SW8	$t_{load}$	↓	5.0	0.715	0.55	0.45	0.81
SW9	$t_{load}$	↑	20.0	2.86	0.63	0.51	0.81
SW10	$p_f$	↓	1.0	-	0.58	0.49	0.85
SW11	$p_f$	↑	5.0	-	0.58	0.45	0.78
SW12	$d_{layer}^{**}$	↓	$1.5 \cdot D_{n50}$	-	0.58	0.55	0.95
SW13	$d_{layer}^{***}$	↓	$1.5 \cdot D_{n50}$	-	0.61	0.61	1.00
* with $\cot\alpha = 3$ and $S_{fail} : \mu = 10, \sigma = 2$							
** with $\cot\alpha = 4$ and $S_{fail} : \mu = 7, \sigma = 1$							
*** with $\cot\alpha = 3$ and $S_{fail} : \mu = 6, \sigma = 1$							

The additional calculations SW10 and SW11 as well as SW12 and SW13 show the same trends as for deep water conditions.

Table 4.6 Comparison of the safety factors for rock cover on part of the dike slope for deep and shallow water

Deep water		Shallow water		Ratio
Calc.	Safety factor	Calc.	Safety factor	SW/DW
DW1	0.86	SW1	0.82	0.95
DW2	0.85	SW2	0.81	0.95
DW3	0.88	SW3	0.82	0.93
DW4	0.92	SW4	0.92	1.00
DW5	0.92	SW5	0.92	1.00
DW6	0.87	SW6	0.82	0.94
DW7	0.87	SW7	0.81	0.93
DW8	0.88	SW8	0.81	0.92
DW9	0.87	SW9	0.81	0.93
DW10	0.89	SW10	0.85	0.96
DW11	0.82	SW11	0.78	0.95
DW12	0.96	SW12	0.95	0.99
DW13	1.01	SW13	1.00	0.99

Both the values of the safety factor for the calculations for deep water and for shallow water conditions are presented in Table 4.6 to enable a comparison. Additionally, the ratio of both values is calculated. This ratio shows only small variations around the average of 0.95. For

the variation calculation with the angle of the slope with  $\cot\alpha = 3$  the values of the safety factor for deep and shallow water are exactly the same.

### Importance of the stochastic parameters

Furthermore, the importance of the stochastic parameters for the failure probability is investigated. The importance of the parameters is expressed with the importance factor  $\alpha$  and its square, the importance ratio  $\alpha^2$ , which compares the influence of a certain parameter with the total of all parameters. A positive importance factor  $\alpha$  implies that the parameter contributes to the load, whereas a negative value indicates the strength-related parameters. The importance of the parameters can be used to determine the design point values and the partial safety factors. Partial safety factors can be used for each individual variable instead of one overall safety factor to include the necessary safety in the design or safety assessment calculations. Since one overall safety factor is easier, the partial safety factors are not regarded further in this report.

Table 4.7 shows the results for the importance factor  $\alpha$ , the importance ratio  $\alpha^2$ , the design point and the partial safety factor of each stochastic parameter for the calculations for rock cover on part of the dike with deep water conditions for the initial input values (DW1).

Table 4.7 Influence of the stochastic parameters at the example of calculation DW1

Param.	Importance factor $\alpha$	Importance ratio $\alpha^2$	Design point	Partial safety factor
$H_s$	0.71	0.51	1.71	0.87
$f_D$	-0.40	0.16	1.04	0.96
$m_D$	0.40	0.16	1.01	0.81
$S_{fail}$	-0.32	0.10	10.76	0.89
$D_{n50}$	-0.20	0.04	0.44	0.99
$t_{load}$	0.12	0.01	10.32	0.97
$S_{om}$	-0.11	0.01	0.05	0.99
$\rho_R$	-0.07	0.00	2648.30	1.00

The table is sorted by the importance of the parameters, which shows very well their ranking. The wave height  $H_s$  has with  $\alpha^2 = 51\%$  the largest influence on the failure probability, which is explainable, as it defines most of the load. Some distance behind that, the factor on the rock diameter to include the class selection  $f_D$  and the model factor  $m_D$  are following with each 16%. The damage number at failure  $S_{fail}$  also has some influence with 10%. Thereafter, the expected variation of the nominal rock diameter  $D_{n50}$  in a certain rock class has an influence of only 4%. The load duration  $t_{load}$  and the wave steepness  $S_{om}$  have each an influence of 1%. The density of the rocks  $\rho_R$  has no influence on the results, due to the small standard deviation. For further calculations, the rock density could be set to a deterministic value.

## 5 Rock cover on the entire dike slope

### 5.1 Introduction

The rock cover can also be placed on the entire dike slope, if the underlying revetment is insufficient. This is the difference to the regarded topic in the previous chapter, where the rock cover was only placed on the lower part of the slope (chapter 4). When the rock cover is built on the entire slope, the hydraulic load will be similar as on a breakwater with an impermeable core. Therefore, the stability of the rock cover on the entire slope can be calculated with the formulae from Van der Meer (1988) as explained in "The Rock Manual" (CIRIA, 2007) for deep water at the toe and standard wave energy spectra.

### 5.2 Design calculation method

The equations for the deterministic design of the rock cover on the entire slope are for deep water conditions (transformed from "The Rock Manual" (CIRIA, 2007)):

- For plunging waves ( $\xi_m < \xi_{m,crit}$ ) and slopes more gentle than 1:4 ( $\cot \alpha \geq 4$ ):

$$D_{n50,min} = \frac{H_s \cdot \sqrt{\xi_m}}{\Delta \cdot c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}} \quad (5.1)$$

- For surging waves ( $\xi_m \geq \xi_{m,crit}$ ):

$$D_{n50,min} = \frac{H_s}{\Delta \cdot c_s \cdot P^{-0.13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P} \quad (5.2)$$

with:

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s \cdot 2\pi}{g \cdot T_m^2}}} \quad (5.3)$$

$$\xi_{m,crit} = \left(3 \cdot \sqrt{\tan \alpha}\right)^{\frac{1}{0.6}} \quad (5.4)$$

with:

- $D_{n50,min}$  = Required nominal rock diameter [m]
- $H_s$  = Significant wave height at the toe of the structure [m]
- $\xi_m$  = Breaker parameter based on the mean peak period [-]
- $\Delta$  = Relative density of the rock [-]

with:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$\rho_s$  = Density of the rock [kg/m<sup>3</sup>]

$\rho_w$  = Density of the water [kg/m<sup>3</sup>]

$N$  = Number of waves [-]

with:

$$N = \frac{t_{load} \cdot 3600}{T_m}$$

$t_{load}$  = Duration of the load [h]

$T_m$  = Mean wave period [s]

$\alpha$  = Angle of the slope [°]

$P$  = Parameter for the permeability of the core [-]

$g$  = Gravitational acceleration [m/s<sup>2</sup>]

$\xi_{m,crit}$  = Critical breaker parameter based on the mean wave period

$c_{pl}$  = Coefficient for plunging wave breaking [-]

$c_s$  = Coefficient for surging wave breaking [-]

In case of rock armour placed on the entire dike slope, only the deep water condition is considered. The calculations to derive the safety factor for the entire rock slope were performed similar to the ones for the rock cover on part of the slope (chapter 4). That means that the same input parameters were chosen as before for the geometry, the rock density and the hydraulic load. Deterministic design calculations were carried out to obtain the required nominal diameter for the rocks, which can withstand the hydraulic load. The design calculation is performed with the damage number  $S_d = 2$ , as it is advised in "The Rock Manual" (CIRIA, 2007).

### 5.3 Model factor for the probabilistic calculations

The model factor quantifies the ratio between the results of the physical model tests and the equations. It quantifies the uncertainties of the equations.

In the case of the rock cover on the whole dike slope the model factor did not have to be determined in this report. The differences in the results from the equations and the physical model tests were already quantified in the dissertation from Van der Meer (1988). Based on that, the uncertainties of the formulae are included in the standard deviations for the used coefficients for plunging and surging wave breaking. These are for the coefficient for plunging waves  $c_{pl}$  the mean value  $\mu_{c_{pl}} = 6.2$  and the standard deviation  $\sigma_{c_{pl}} = 0.4$  and for the coefficient for surging waves  $c_s$  the mean value  $\mu_{c_s} = 1.0$  and the standard deviation  $\sigma_{c_s} = 0.08$ .

### 5.4 Damage number for the probabilistic calculations

The probabilistic calculations are carried out in the same way as in chapter 4, but now with the equations (5.1) - (5.4). The same limit state equation (LSE) is used, where the calculated damage number  $S_{calc}$  is compared to the damage number at failure  $S_{fail}$  (equation (4.13)). The damage number  $S_{calc}$  is calculated with the above equations. Unlike to the rock cover on part

of the slope, no extra model factor is included here. The uncertainties of the equations are included in the coefficients for plunging waves  $c_{pl}$  and surging waves  $c_s$  (see section 5.3). The factor  $f_D$  on the rock diameter is used to include the selection of the rock classes, as this can raise the rock diameter up to 20% (see section 4.2).

The equations for the probabilistic calculations of the rock cover on the entire slope are for deep water conditions (transformed from "The Rock Manual" (CIRIA, 2007)):

- For plunging waves ( $\xi_m < \xi_{m,crit}$ ) and slopes more gentle than 1:4 ( $\cot \alpha \geq 4$ ):

$$S_{calc} = \left( \frac{H_s \cdot \sqrt{\xi_m}}{\Delta \cdot c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot D_{n50,prob} \cdot f_D} \right)^5 \cdot \sqrt{N} \quad (5.5)$$

- For surging waves ( $\xi_m \geq \xi_{m,crit}$ ):

$$S_{calc} = \left( \frac{H_s}{\Delta \cdot c_s \cdot P^{-0.13} \cdot D_{n50,prob} \cdot f_D \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P} \right)^5 \cdot \sqrt{N} \quad (5.6)$$

with:

$D_{n50,prob}$  = Nominal diameter of the rocks from the probabilistic calculations [m]

$f_D$  = Factor on  $D_{n50}$  for "class selection" [-]

The damage number at failure  $S_{fail}$  is different for the rock cover on the entire slope, than for the partly rock cover. In "The Rock Manual" (CIRIA, 2007) the damage number for failure for a 1:3-slope is given with  $S_d = 17$ . As explained in section 4.1 it is assumed that there is a certain amount of uncertainty about the value of  $S_d$  at the failure of the rock slope. Therefore, a standard deviation is assumed:  $\sigma = 3$ .

## 5.5 Input

In order to determine the safety factor for rock cover placed on the entire slope, several example calculations were performed. As described above, the same calculations are done as for the rock cover on part of the dike slope. Moreover, the same input and variation values were chosen to obtain a good comparison.

Table 5.1 Deterministic input parameters for the calculations for rock cover on the entire dike slope (initial input)

Deterministic parameters	Unit	Symbol	Value
Nominal rock diameter design calculation	[m]	$D_{n50,design}$	0.50
Angle of the slope	[-]	$\cot \alpha$	4
Density of the water	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_w$	1025
Parameter for the permeability of the core	[-]	$P$	0.1
Gravitational acceleration	[m/s <sup>2</sup> ]	$g$	9.81

The initial input parameters are presented in Table 5.1 for the deterministic and Table 5.2 for the stochastic parameters. The value of the nominal rock diameter  $D_{n50,design}$  was derived from the deterministic design calculations. It is used as the starting value to find the matching mean value of the diameter, which is changed to find the aimed failure probability. See

chapter 3 and 4.1 for more information about the calculations and section 4.5 for explanation of the input parameters.

As in chapter 4, the goal of the probabilistic calculations is to find the nominal diameter that matches the target probability of failure of 2% (see section 3.3). This was found by varying the mean value of the nominal diameter until the right value was found.

Table 5.2 Stochastic input parameters for the calculations for rock cover on the entire dike slope (initial input)

Stochastic parameters (Normal distribution)	Unit	Symbol	Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$
Damage number at failure	[-]	$S_{fail}$	17	3
Wave height	[m]	$H_s$	1.5	0.15
Duration of the load	[h]	$t_{Load}$	10	1.43
Density of the rock	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho_R$	2650	13
Diameter of the rock	[m]	$D_{n50}$	varied	0.01
Wave steepness	[-]	$s_{om}$	0.05	0.003
Coefficient for plunging wave breaking	[-]	$c_{pl}$	6.2	0.40
Coefficient for surging wave breaking	[-]	$c_s$	1.0	0.08
Stochastic parameters (Uniform distribution)	Unit	Symbol	Lower limit	Upper limit
Factor on $D_{n50}$ for "class selection"	[-]	$f_D$	1.0	1.2

Similar to chapter 4, several variation calculations were performed to investigate the influence of the input parameters. Table 5.3 shows the varied variables in the calculations with the used values. The last two calculations are performed with different target failure probabilities to analyse the influence on the safety factor.

Table 5.3 Values of the variation calculations for the calculations for rock cover on the entire dike slope

Calc.	Varied parameter		Unit	Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$
RW1	- (initial input values)	-	-	-	-
RW2	$H_s$	↓	[m]	1.0	0.1
RW3	$H_s$	↑	[m]	2.0	0.2
RW4	$cot\alpha$ ( $S_{fail}$ : $\mu = 10$ , $\sigma = 2$ )	↓	[-]	3.0	-
RW5	$s_{om}$ ( $cot\alpha = 3$ , $S_{fail}$ : $\mu = 10$ , $\sigma = 2$ )	↓	[-]	0.01	0.0006
RW6	$\rho_R$	↓	[kg/m <sup>3</sup> ]	2500.0	12.5
RW7	$\rho_R$	↑	[kg/m <sup>3</sup> ]	2800.0	14
RW8	$t_{load}$	↓	[h]	5.0	0.715
RW9	$t_{load}$	↑	[h]	20.0	2.86
RW10	$p_f$	↓	[%]	1.0	-
RW11	$p_f$	↑	[%]	5.0	-

## 5.6 Results

The probabilistic calculations were performed as explained in section 3.3. The mean value of the nominal rock diameter was varied such, that the failure probability resulted in the target probability of  $p_f = 2\%$ . Table 5.4 presents the results of the calculations, which are the nominal rock diameter derived from the deterministic design calculations  $D_{n50,design}$ , as well as the nominal rock diameter  $D_{n50,prob}$ , which resulted in the target failure probability. The quotient of both diameters is the safety factor  $\gamma$ .

Table 5.4 Results for the safety factor for rock cover on the entire dike slope

Calc.	Varied parameter		Mean value $\mu$	Standard deviation $\sigma$	$D_{n50,design}$	$D_{n50,prob}$	Safety factor $\gamma = prob/design$
RE1	- (initial input values)	-	-	-	0.50	0.41	0.82
RE2	$H_s$	↓	1.0	0.1	0.35	0.28	0.80
RE3	$H_s$	↑	2.0	0.2	0.65	0.54	0.82
RE4	$cot\alpha^*$	↓	3.0	-	0.62	0.51	0.81
RE5	$S_{om}^*$	↓	0.01	0.0006	0.73	0.60	0.82
RE6	$\rho_R$	↓	2500.0	12.5	0.55	0.45	0.82
RE7	$\rho_R$	↑	2800.0	14	0.46	0.38	0.82
RE8	$t_{load}$	↓	5.0	0.715	0.47	0.38	0.81
RE9	$t_{load}$	↑	20.0	2.86	0.54	0.44	0.81
RE10	$p_f$	↓	1.0	-	0.50	0.43	0.85
RE11	$p_f$	↑	5.0	-	0.50	0.39	0.78

\* with  $cot\alpha = 3$  and  $S_{fail}$ :  $\mu = 12$ ,  $\sigma = 2$

Table 5.5 Comparison of the results from the rock cover on entire slope and part of the slope

Rock cover entire slope		Partly rock cover deep water		Partly rock cover shallow water	
Calc.	Safety factor $\gamma$	Calc.	Safety factor $\gamma$	Calc.	Safety factor $\gamma$
RE1	0.82	DW1	0.86	SW1	0.82
RE2	0.80	DW2	0.85	SW2	0.81
RE3	0.82	DW3	0.88	SW3	0.82
RE4	0.81	DW4	0.92	SW4	0.92
RE5	0.82	DW5	0.92	SW5	0.92
RE6	0.82	DW6	0.87	SW6	0.82
RE7	0.82	DW7	0.87	SW7	0.81
RE8	0.81	DW8	0.88	SW8	0.81
RE9	0.81	DW9	0.87	SW9	0.81
RE10	0.85	DW10	0.89	SW10	0.85
RE11	0.78	DW11	0.82	SW11	0.78

It can be seen that the values for the safety factor are all well below 1.0. The range of the values goes from 0.80 to 0.82. Compared to the results for the rock cover on part of the slope (see section 0) the values are approximately similar to the ones derived for shallow water

conditions, but in average slightly smaller (see Table 5.5). Apart from that, the results show the same trend as before for the rock cover on part of the slope (cf. section 0).

The variation of the safety factor is rather small, which leads to the conclusion that the safety factor is probably always in the range between approximately 0.80 and 0.95.



## 6 Toe protection

Toe protections are built to support the block revetment and the toe construction and prevent them from sliding (see Figure 6.1). The toe protection is often made of quarry rock, sometimes the rock is penetrated with asphalt or other materials. The toe protection is especially necessary, when the toe of the dike lies in the tidal zone.

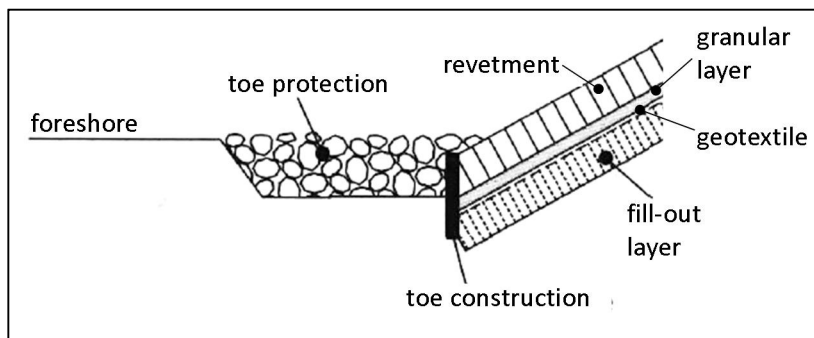


Figure 6.1 Toe protection for a dike slope with block revetment (TAW, 2003)

Design rules for toe protections are given in appendix C. These differ slightly from the design rules that can be found in the guidelines for the design of revetments (TAW, 2003) or the equations from "The Rock Manual" for toe protections for rock armoured slopes (CIRIA, 2007).

Unfortunately, there are not sufficient physical model tests available to investigate the uncertainties of the design equations. Without results from physical model tests or from reality the uncertainties can not be included in a model factor. That makes it impossible to carry out the probabilistic calculations and derive the safety factor.

It is common to use a similar damage number ( $S_d$ ) for the toe and for a slope protection. Since the damage number has a dominant influence on the safety factor, it is assumed that the safety factor for the toe protection is in the same order of magnitude as for the rock slopes. This means that it can be assumed that the safety factor is smaller than 1.

Therefore, it is advised to use a safety factor of 1, to stay on the safe side. This leads to the conclusion that no safety factor is necessary, because there is already sufficient safety in the design method.



## 7 Conclusion

In this report several types of rock usage on dikes with a block revetment are investigated. First, the rock cover placed on part of the slope on top of insufficient block revetment is regarded. The second part looks at rock cover placed on the entire slope on top of insufficient revetment. The third item is about toe protections for dikes ("kreukelbermen"). The goal was to quantify a safety factor for the design for each structure.

Probabilistic calculations were carried out to determine the safety factor for the required rock diameter of a rock cover on an insufficient revetment on a dike slope, aiming at a certain acceptable failure probability. The acceptable failure probability was chosen at 2%, based on the Dutch Water Law ("Waterwet") and the Fundamentals on Water Defences ("Leidraad Grondslagen voor Waterkeren", TAW, 1998) (see section 3.2). The probabilistic calculations were performed with the Monte Carlo method (see section 3.3). The safety factor was defined as the quotient of the rock diameter used in the probabilistic calculations and the one from the deterministic design calculations (see section 3.1).

The safety factor was determined for three cases, which are a rock cover on part of the slope for deep water and for shallow water conditions and for a rock cover on the entire slope. Several variations of the input parameters were done for each case, to compare the results. For the wide range of cases used in the present study, the safety factor was roughly in the range of 0.8 to 0.9. Since the safety factor is smaller than 1, it is concluded that apparently there is already a rather large safety margin included in the design method. An example calculation for the deep water condition with the design values resulted in a failure probability of  $p_f = 3.6 \cdot 10^{-4}$ . This is much smaller than the aimed failure probability and confirms this assumption. This safety margin primarily comes from the large difference between the recommended value of the damage number ( $S_d$ ) for design compared to the damage number at failure. Additionally, there is already a safety margin introduced with the selection of the next higher rock class in the design of the rock cover.

Since it is not advised to use a safety factor smaller than 1, it is proposed to use a safety factor of 1. This means that no safety factor for rock on an insufficient block revetment is necessary.

Unfortunately, it was not possible to quantify a safety factor for toe protections, as no physical model tests were available to analyse and to define the uncertainties of the design calculations. Since it is common to use a similar damage number ( $S_d$ ) for the toe and for a slope protection and  $S_d$  has a dominant influence on the safety factor, it is assumed that the safety factor for the toe protection is in the same order of magnitude as for the rock slopes. This means that it can be assumed that the safety factor is smaller than 1. This has led to the conclusion that no safety factor is necessary for toe protections as well, because it is assumed that there is already sufficient safety in the design method.



## 8 References

Battjes, J.A. en Groenendijk, H.W. (2000): Wave height distributions on shallow foreshores. Elsevier, Coastal Engineering.

CIRIA, CUR, CETMEF (2007): The Rock Manual - The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London.

Diermanse, F., Hoonhout, B., den Heijer, K. and van Dongeren, A. (2011): Probabilistische analyses en belastingmodellen ten behoeve van de toetsing van duinwaterkeringen. Deltares, Report 1204206-004, draft version, December 2011.

't Hart, R. (2012): Veiligheid Steentoets2010 – Aanbeveling betreffende veiligheidscoëfficiënten voor het ontwerp. Deltares, Report 1202551-006, January 2012.

Kant, G. (1999): Stabiliteit van breuksteenoverlaging op een steenzetting. WL | Delft Hydraulics, report H3271.34, January 1999.

Klein Breteler, M. (1992): Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen. CUR/TAW, Gouda.

OET (2013): <https://publicwiki.deltares.nl/display/OET/probabilistic>

PBZ (2003): Bijlagen bij "Handleidingen Toetsen en Ontwerpen dijkbekledingen". Projectbureau Zeeweringen, Werkgroep Kennis, versie 8, May 2003.

TAW (1998): Leidraad Grondslagen voor Waterkeren. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, January 1998.

TAW (2003): Technisch Rapport Steenzettingen - Deel Ontwerp. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, December 2003.

Van der Meer, J.W. (1988): Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. PhD-Thesis, TU Delft.



## A Determination of the model factor

In this appendix, the values for the determination of the model factor for rock cover applied on part of the dike slope are presented. Thereby Table A.1 provides the values for the deep water condition. Table A.2 shows the values for the condition of a shallow foreshore and wave breaking. Please note that in this appendix only the values are presented, the explanations are given in section 4.3.

In both tables some rows are highlighted. The highlighted cases are not taken into account, as the damage number at failure is lower than 3 (see section 4.3 for details).

The original value of the damage number of the physical model tests  $S_{tests}$  for the deep water case (Kant, 1999) was calculated in respect to the original profile before a test series (with 3 to 4 tests). Here, the difference between the tests is needed and given in Table A.1

Table A.1 Values for the determination of the model factor for rock cover placed on part of the dike slope for deep water

Test No.		Damage number calculations $S_{calc}$	Damage number model tests $S_{tests}$	Ratio $S_{tests} / S_{calc}$
A	1	1.44	1.46	1.012
	2	4.38	3.31	0.756
	3	12.21	7.35	0.602
B	1	0.72	1.05	1.459
	2	2.42	1.58	0.652
	3	7.05	6.35	0.901
	4	14.31	8.40	0.587
C	1	1.29	2.50	1.935
	2	4.79	4.93	1.030
	3	10.30	12.08	1.173
D	1	0.56	1.11	1.994
	2	2.89	1.78	0.616
	3	7.63	5.62	0.737
	4	11.67	4.85	0.416
E	1	0.50	0.93	1.877
	2	3.28	2.41	0.734
	3	5.74	6.83	1.189
	4	9.96	7.56	0.759
F	1	1.80	1.75	0.974
	2	7.64	5.89	0.771
	3	11.98	12.81	1.070
		<b>Mean value <math>\mu</math></b>		<b>0.83</b>
		<b>Standard deviation <math>\sigma</math></b>		<b>0.24</b>

Table A.2 Values for the determination of the model factor for rock cover placed on part of the dike slope for shallow water

Test No.		Damage number calculations $S_{calc}$	Damage number model tests $S_{tests}$	Ratio $S_{tests} / S_{calc}$
G	1	2.02	1.80	0.892
	2	3.70	1.10	0.297
	3	7.17	7.70	1.074
	4	4.84	3.10	0.640
	5	9.37	8.60	0.918
	6	17.47	16.50	0.944
H	1	2.02	1.30	0.644
	2	3.91	2.80	0.715
	3	6.52	5.40	0.828
	4	9.58	8.40	0.876
	5	12.22	11.90	0.974
I	1	1.14	1.60	1.406
	2	1.53	2.00	1.304
	3	2.15	3.00	1.392
	4	4.65	4.30	0.924
J	1	8.51	6.80	0.799
	2	5.12	4.60	0.899
	3	12.55	12.50	0.996
	4	2.90	2.90	0.999
K	1	9.22	6.80	0.737
	2	5.12	2.60	0.508
	3	12.55	8.4	0.670
L	1	6.64	6.50	0.978
	2	10.78	9.50	0.881
	3	3.53	3.5	0.991
M	1	4.27	4.90	1.148
	2	5.59	5.60	1.002
	3	2.90	2.30	0.792
	4	6.10	8.5	1.394
N	1	7.85	3.70	0.471
	2	10.78	10.40	0.965
	3	9.98	8.20	0.822
	4	6.64	5.7	0.858
O	1	14.53	12.10	0.833
	3	10.78	8.80	0.816
	4	5.59	3.3	0.590
		<b>Mean value <math>\mu</math></b>		<b>0.89</b>
		<b>Standard deviation <math>\sigma</math></b>		<b>0.18</b>



## B Standard classes of rock sizes

This appendix provides the table of the standard sorting of the rock size classes (Table B.1). It is used for the design of rock covers.

Table B.1 Standard classes of rock sizes (PBZ, 2003)

rho_steen rho_water delta	STANDAARD SORTERINGEN												
	2.650,00 kg/m <sup>3</sup> 1025,00 kg/m <sup>3</sup> 1,59			factor [-]	M50 [kg]	D50 [m]	Dn [m]	D15 [m]	D85 [m]	D85/D15 [-]	1,5Dn [m]	2Dn [m]	delta.Dn [-]
	min/max	Mgem [kg]	gem										
30/60 mm	min 0,12	gem 0,24	max 0,35	1,30	0,18	0,05	0,04	0,02	0,08	2,069	0,06	0,08	0,062
40/100 mm	min 0,31	gem 0,62	max 0,92	1,30	0,46	0,07	0,06	0,05	0,09	1,943	0,08	0,11	0,088
50/150 mm	min 0,92	gem 1,65	max 2,38	1,30	1,20	0,10	0,08	0,07	0,12	1,987	0,12	0,15	0,122
80/200 mm	min 2,38	gem 4,77	max 7,15	1,30	3,09	0,13	0,11	0,10	0,17	1,872	0,16	0,21	0,167
5-40 kg	min 10,00	gem 15,00	max 20,00	1,30	9,30	0,19	0,15	0,14	0,23	1,694	0,23	0,30	0,241
10-60 kg	min 20,00	gem 27,50	max 35,00	1,30	26,00	0,27	0,21	0,20	0,33	1,511	0,32	0,43	0,339
40-200 kg	min 80,00	gem 100,00	max 120,00	1,15	92,00	0,40	0,33	0,31	0,48	1,500	0,49	0,65	0,517
60-300 kg	min 130,00	gem 180,00	max 190,00	1,15	149,50	0,48	0,38	0,37	0,54	1,468	0,56	0,75	0,592
300-1000 kg	min 540,00	gem 615,00	max 690,00	1,10	218,50	0,54	0,44	0,43	0,61	1,389	0,65	0,87	0,690
1-3 ton	min 1700,00	gem 1900,00	max 2100,00	1,05	676,50	0,79	0,63	0,66	0,88	1,357	0,91	1,27	1,006
3-6 ton	min 4200,00	gem 4500,00	max 4800,00	1,00	759,00	0,82	0,68	0,88	1,20	1,367	0,99	1,32	1,045
6-10 ton	min 7500,00	gem 8000,00	max 8500,00	1,00	1785,00	1,09	0,88	0,91	1,26	1,357	1,31	1,75	1,390
					1995,00	1,13	0,91	0,93	1,26	1,357	1,36	1,82	1,442
					2205,00	1,17	0,91	0,97	1,31	1,357	1,41	1,88	1,491
					4200,00	1,45	1,17	1,26	1,51	1,221	1,75	2,33	1,848
					4500,00	1,48	1,19	1,29	1,58	1,221	1,79	2,39	1,891
					4800,00	1,51	1,22	1,32	1,64	1,221	1,83	2,44	1,933
					7500,00	1,75	1,41	1,57	1,80	1,172	2,12	2,83	2,243
					8000,00	1,79	1,45	1,60	1,88	1,172	2,17	2,89	2,291
					8500,00	1,83	1,47	1,63	1,95	1,172	2,21	2,95	2,338



## C Dimensionering kreukelberm (teenbestorting)

Ir. M.C.J. Bosters, 2013

### C.1 Inleiding

Meestal gebruikt men voor de teenbestorting (kreukelbeerm) standaard breuksteensorteringen. In de praktijk worden vooral de volgende sorteringen toegepast: 5-40 kg, 10-60 kg, 40-200 kg, 60-300 kg en 300-1000 kg. Eventueel kan een deel van de aan te voeren breuksteen vervangen worden door in het werk vrijkomende steen. Voorwaarde daarbij is dat het resulterende steenmengsel blijft voldoen aan de eisen (o.a. vorm van de elementen en massaverdeling) die gesteld zijn aan de breuksteensortering. Het bijmengen van vrijkomende zetsteen is doorgaans niet zinvol: Meestal is de zetsteen te licht om in significante mate toegevoegd te kunnen worden aan de breuksteen. Als de zetsteen wel voldoende zwaar is, dan is vrijwel altijd een meer hoogwaardige vorm van hergebruik mogelijk, nl. door de zetsteen toe te passen in steenzettingen op andere locaties.

Voor de grond dichtheid wordt vaak een geokunststof gebruikt. Een granulair filter is mogelijk maar wordt zelden toegepast. Onder zware steensorteringen (zie paragraaf C.2) wordt vaak eerst een laag fijnere steen aangebracht om beschadiging van het geokunststof in de uitvoering te voorkomen.

### C.2 Ontwerpprocedure

De ontwerpprocedure bestaat uit de volgende stappen:

1. Bepalen of een teenbestorting nodig is en keuze van het type bestorting
2. Verzamelen van de ontwerpgegevens:
  - Hydraulische ontwerprandvoorwaarden
  - Taludhelling van het onderbeloop van de waterkering
  - Taludhelling van de teenbestorting
  - Niveau van de bovenkant van de teenbestorting
  - Voorlandniveau aan de teen van de waterkering
  - Taludhelling van het voorland
3. Omrekenen van de hydraulische randvoorwaarden naar de teen van de waterkering
4. Berekenen van de benodigde steensortering
5. Bepalen van de benodigde laagdikte en breedte van de teenbestorting

Voor het omrekenen van de hydraulische randvoorwaarden en het dimensioneren van de teenbestorting is een spreadsheet beschikbaar wat gaat worden opgenomen in het softwarepakket Steentoets.

### C.3 Noodzaak en keuze van het type teenbestorting

#### Wel of geen teenbestorting

Als de teen van de waterkering in de getijzone ligt (of rond de waterlijn bij meerdijken) wordt in principe altijd een teenbestorting aangebracht. Een teenbestorting is niet altijd nodig als de teen boven de getijzone ligt, of als het voorland zodanig hoog is dat aan de teen geen significante golfbelasting meer optreedt.

Bij een teen in de getijzone (of rond de waterlijn bij meerdijken) zal het voorland zonder teenbestorting meestal onvoldoende erosiebestendig en draagkrachtig zijn om de taludbekleding van de waterkering blijvend en zonder grote vervorming te kunnen ondersteunen. Grote vervormingen zijn ongewenst omdat ze kunnen leiden tot scheuren (bij asfaltbekledingen) of tot verminderde wrijving en klemming (bij steenzettingen). De stabiliteit van de taludbekleding neemt hierdoor sterk af.

Bij een teen boven de getijzone of bij een hoog voorland is de kans op erosie en vervorming meestal beduidend kleiner. Als de kans op erosie en vervorming klein is, is een teenbestorting niet nodig en biedt een teenconstructie met voldoende lange palen of een teenconstructie in de vorm van een damwand voldoende ondersteuning aan de taludbekleding.

#### **Losse of gepenetreerde teenbestorting**

Een gepenetreerde teenbestorting is duurder dan een losse bestorting en heeft verder de volgende nadelen: Er is een extra slag nodig in de uitvoering en toepassing van asfalt kan ongewenst zijn uit het oogpunt van ecologie, milieu en landschap. Meestal wordt daarom een losse bestorting toegepast.

Als bij de gegeven hydraulische belasting voor een losse bestorting een erg grote steensortering nodig is (300-1000 kg of groter) kan dit leiden tot bezwaren vanwege beschikbaarheid, landschap of betreedbaarheid. In dat geval komt een vol-en-zat-penetratie met gietasfalt in aanmerking, omdat dan volstaan kan worden met een veel kleinere steensortering.

### **C.4 Omrekenen hydraulische randvoorwaarden naar teen waterkering**

Om een goed inzicht te krijgen in de belasting bij de diverse waterstanden moet gerekend worden met de hydraulische randvoorwaarden aan de teen van de constructie. In de praktijk zijn meestal alleen randvoorwaarden beschikbaar op een uitvoerpunt van een rekenmodel wat op enige afstand voor de teen ligt (vaak ca. 50 m). Met name bij lagere waterstanden zullen de opgegeven golven richting de teen van de waterkering vaak nog breken en dus een minder zware belasting geven. Daarom moeten voor het dimensioneren van de teenbestorting de randvoorwaarden eerst omgerekend worden naar de teen van de waterkering.

De randvoorwaarden worden omgerekend naar de teen met de criteria voor golfbreking uit (Klein Breteler 1992). Deze criteria zijn:

$$\text{Criterium i.v.m. de waterdiepte: } H_{s;\text{teen};\text{max}} = 0,5 \cdot d$$

$$\text{Criterium i.v.m. de golfsteilheid: } H_{s;\text{teen};\text{max}} = 0,1 \cdot L_{0p} \cdot (\tanh(2\pi \cdot d / L_{0p}))^{0,5}$$

Waarin:

$H_{s;\text{teen};\text{max}}$  : Maximale significante golfhoogte aan de teen van de waterkering [m]

$d$  : Waterdiepte op een halve diepwateregolfhoogte uit de teen van de waterkering [m]

$L_{0p}$  : Diepwateregolfhoogte [m]

Als de golfhoogte op het uitvoerpunt groter is dan het (maatgevende) maximum, dan wordt ze gereduceerd tot dit maximum.

Voor een correcte berekening van de waterdiepte moet steeds de laagst verwachte voorlandligging tijdens de toets- of ontwerperiode ingevoerd worden.

Voor een geavanceerde toetsing wordt niet alleen de significante golfhoogte ( $H_s$ ) aan de teen van de waterkering berekend, maar ook de golfhoogte met een overschrijdingskans van 2% ( $H_{2\%}$ ). De  $H_{2\%}$  aan de teen van de constructie wordt in het spreadsheet berekend met de methode van Battjes en Groenendijk (2000). Voor nadere informatie hierover wordt verwezen naar The Rock Manual.

## C.5 Berekenen steensortering

### Rekenprocedure

Het is niet op voorhand vast te stellen bij welke waterstand een teenbestorting het zwaarst belast wordt. Daarom wordt de benodigde steensortering berekend bij meerdere waterstanden, waarna de maatgevende waarde bepaald wordt. De steensortering bij lage waterstanden wordt berekend met de methode voor geknikte taluds (The Rock Manual, § 5.2.2.8). De steensortering bij hoge waterstanden wordt berekend met de methode voor teenbescherming bij golfbrekers (The Rock Manual, § 5.2.2.9).

De rekenprocedure is als volgt:

1. Bereken de benodigde  $D_{n50}$  van de steensortering bij lage waterstanden:
  - a. Bereken voor elke waterstand de  $D_{n50}$  voor een regulier breuksteentalud met de diepwaterformules van Van der Meer (The Rock Manual, § 5.2.2.2);
  - b. Bepaal hieruit de waarden voor  $D_{n50}$  voor een glad en ongeknipt talud;
  - c. Bepaal voorts de waarden voor  $D_{n50}$  voor een glad en geknipt talud;
  - d. Bepaal door interpolatie de waarden voor  $D_{n50}$  bij de knikhoek van het ontwerp;
  - e. Filter de gevonden waarden door ze te toetsen aan de geldigheidscriteria voor lage waterstanden.
2. Bereken de benodigde  $D_{n50}$  bij hoge waterstanden:
  - a. Bereken voor elke waterstand de  $D_{n50}$  met de formule voor hoge waterstanden;
  - b. Filter de gevonden waarden door ze te toetsen aan de geldigheidscriteria voor hoge waterstanden.
3. Neem uit de gefilterde waarden voor lage en hoge waterstanden de maatgevende  $D_{n50}$ ;
4. Vermenigvuldig de maatgevende  $D_{n50}$  met de veiligheidsfactor voor ontwerp;
5. Bepaal de benodigde (standaard) steensortering.

### Berekenen $D_{n50}$ voor glad en (on)geknipt talud

De  $D_{n50}$  voor een glad en (on)geknipt talud wordt berekend door de  $D_{n50}$  volgens de reguliere diepwaterformules van Van der Meer te delen door een reductiefactor. Het verband tussen deze reductiefactoren, de waterstand en de gezochte  $D_{n50}$  is weergegeven in figuur 5.71 van The Rock Manual. Op basis van deze figuur worden de reductiefactoren en de gezochte  $D_{n50}$  berekend met de volgende vereenvoudigde formules:

- Ongeknipt talud (figuur 5.71-boven):  $f_i = 1,00 + 0,14 \cdot h_t / D_{n50}$   
 $D_{n50} = D_{n50;VDM} / f_i = D_{n50;VDM} - 0,14 \cdot h_t$
- Geknipt talud (figuur 5.71-onder):  $f_i = 0,86 + 0,09 \cdot h_t / D_{n50}$   
 $D_{n50} = D_{n50;VDM} / f_i = (D_{n50;VDM} - 0,09 \cdot h_t) / 0,86$

Waarin:

- $f_i$  : Reductiefactor glad en (on)geknikt talud [-]  
 $h_t$  : Waterdiepte boven teenbestorting [m]  
 $D_{n50}$  : Benodigde steendiameter (nominale mediaan) [m]  
 $D_{n50;VDM}$  : Steendiameter volgens diepwaterformules van Van der Meer [m]

### Verdisconteren taludhelling teenbestorting

Bij de berekening van de benodigde  $D_{n50}$  bij lage waterstanden wordt de taludhelling van de teenbestorting ingevoerd in de diepwaterformules van Van der Meer. Bij de berekening voor hoge waterstanden wordt de invloed van de taludhelling als volgt verdisconteerd:

$$D_{n50} = k_{sl} \cdot D_{n50;HWS}$$

Waarin:

- $k_{sl}$  : Hellingfactor (The Rock Manual, formule 5.115) [-]  
 $D_{n50;HWS}$  : Steendiameter volgens formule voor hoge waterstanden [m]

## C.6 Bepalen laagdikte, breedte en filterconstructie van de teenbestorting

Nadat de benodigde breuksteensortering berekend is, moeten nog de dikte en de breedte van de teenbestorting bepaald worden. Verder moet de filterconstructie ontworpen worden.

Losse breuksteen wordt normaliter aangebracht in een dubbele laag, omdat bij een enkele laag na een eerste schade de ondergrond meteen blootgesteld zou worden aan golfaanval en omdat de schade zich bij een enkele laag sneller en abrupter ontwikkelt. De benodigde dikte van de bestorting is daarom gelijk aan  $2 \cdot D_{n50}$ .

Voor de breedte van de teenbestorting bestaan geen rekenregels, maar in de praktijk wordt een breedte toegepast van 5 m bij steensorteringen tot en met 60-300 kg en van 10 m bij een sortering van 300-1000 kg.

Onder de teenbestorting wordt in het algemeen een geokunststof toegepast voor extra draagkracht en om uitspoeling van de ondergrond te voorkomen. Meestal wordt een weefsel (woven) toegepast, omdat dit in verhouding beduidend sterker is dan een vlies (nonwoven). Doorgaans is op dit weefsel een vlies gestikt voor extra bescherming tegen de vallende stenen. Deze extra bescherming kan ook verkregen worden door het aanbrengen van een rietmat. Een geokunststof kan achterwege blijven als de teenbestorting wordt aangebracht op een bestaande bestorting of steenbekleding.

Steensorteringen tot en met 60-300 kg kunnen direct op de geokunststof worden aangebracht. Bij een steensortering van 300-1.000 kg dient eerst een laag fijnere steen aangebracht te worden om beschadiging van de geokunststof te voorkomen. Hiervoor wordt een sortering gebruikt van 5-40 kg, 10-60 kg of fijne steen die vrijkomt in het werk.

## C.7 Achtergronden

De achtergronden bij deze methode zijn gegeven in bijlage D en E.

## **D Verbetering ontwerpmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen**







Jan-Willem Beijer  
Ronald den Hoed  
Klaas Kaslander  
Harm Kortmann  
Yvo Provoost  
Simon Vereeke  
Kees van der Vliet  
Roy van de Voort  
Gert Jan Wijkhuizen

Afschrift:  
Raymond Derksen  
Hans Janssen  
Ernst Jonker  
Hans van der Sande  
Dick de Wilde

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

P/a Waterschap Zeeuwse  
Eilanden  
Kanaalweg 1  
Middelburg  
P/a Postadres: Postbus 1000  
4330 ZW Middelburg  
T (0118) 62 13 70  
F (0118) 62 19 93  
www.zeeweringen.nl

Contactpersonen  
Jan-Willem Beijer  
Ruud Bosters  
Klaas Kaslander

Datum  
Juni 2010

Kenmerk  
PZDT-M-10189 ken

Bijlage(n)  
Geen

# memo

## Verbetering ontwerpmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen

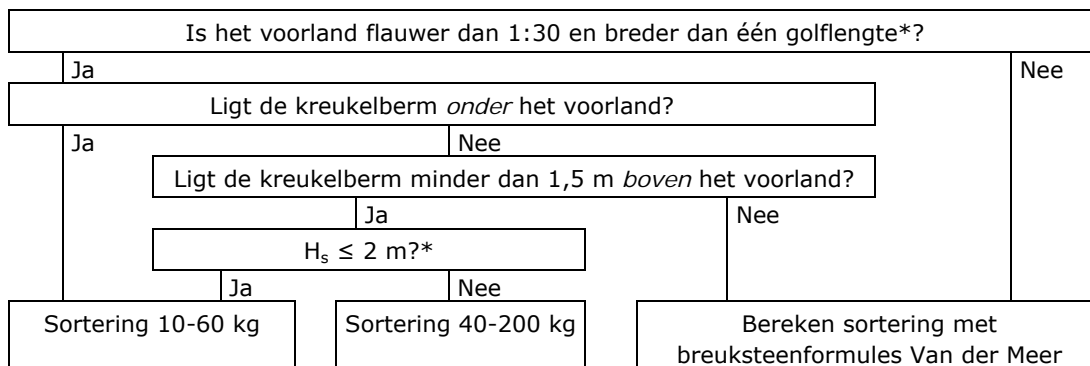
### Inleiding

De ontwerpmethodiek voor kreukelbermen van losse breuksteen van Projectbureau Zeeweringen (PBZ) roept een aantal vragen op en levert soms onlogische resultaten. Daarom is met inachtneming van de oorspronkelijke uitgangspunten de ontwerpmethodiek verbeterd. Dit memo doet hiervan verslag.

### Huidige ontwerpmethodiek

De ontwerpmethodiek van PBZ is weergegeven in onderstaand stroomschema.

*Stroomschema 1: Ontwerpmethodiek kreukelbermen Projectbureau Zeeweringen*



\* De golflengte en golfhoogte worden berekend bij de waterstand waarbij de golfhoogte gelijk is aan de halve waterdiepte ( $H_s = 0,5d$ ).

## Vragen

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

De huidige ontwerpmethodiek roept de volgende vragen op:

**Datum**  
Juni 2010

**Kenmerk**  
PZDT-M-10189 ken

1. Hoewel ze gebaseerd is op dezelfde studie, wijkt de ontwerpmethodiek af van de ontwerptabel in The Rock Manual ([6], blz. 624);
2. De methodiek is een black box waarbij niet duidelijk is hoe de kreukelberm belast wordt en welke rol de diverse parameters (voorlandprofiel, kreukelbermniveau, golfrandvoorwaarden) spelen;
3. Het ontwerp van de kreukelberm wordt meer bepaald door het voorland dan door de golfbelasting. Het zou correcter zijn om het voorlandprofiel te verdisconteren in de golfbelasting en vervolgens daarmee de kreukelberm te ontwerpen;
4. De methodiek suggereert dat een voorland een soort plateau met een klif is. In werkelijkheid is er geen plateau maar een variërend talud waarvan de gemiddelde helling in de Oosterschelde ca. 1:15 is en waarvan de helling ook bij een geulrand meestal niet steiler wordt dan 1:5. Bij het ontwerp moet dit vertaald worden naar een gemiddeld voorlandniveau en -breedte. Deze vertaling laat zich maar moeilijk maken en mede omdat de achtergrond hiervan niet duidelijk is wordt dit door iedere ontwerper anders gedaan;
5. Volgens de methodiek kan bij een flauw en breed voorland veelal volstaan worden met een sortering 10-60 kg. Zodra het voorland iets smaller of steiler is wordt verondersteld dat de golven niet dieptebeperkt zijn en moet de kreukelberm uitgerekend worden met de breuksteenformules van Van der Meer. Afhankelijk van de golfhoogte worden dan al snel sorteringen van 300-1.000 kg of groter gevonden. Deze overgang is erg groot en roept vragen op bij het ontwerp van een kreukelberm in het overgangsgebied;
6. Volgens de methodiek is bij een flauw en breed voorland de waterstand waarbij de golven nog net dieptebeperkt zijn maatgevend. Een lager voorland leidt daarmee tot een lagere maatgevende waterstand en een kleinere golfhoogte, wat soms resulteert in een kleinere steensortering. Deze onlogische uitkomst geeft aan dat de veronderstelling omtrent de maatgevende waterstand niet sluitend is;
7. Als er geen flauw en breed voorland is of als de kreukelberm meer dan 1,5 m boven het voorland ligt veronderstelt de methodiek dat een waterstand aan de bovenzijde van de kreukelberm maatgevend is. In werkelijkheid hangt dit af van de mate waarin de golfhoogte toeneemt met de waterstand en kunnen ook andere waterstanden maatgevend zijn;
8. Binnen PBZ is bepaald dat bij gebruik van de breuksteenformules van Van der Meer een taludhelling van 1:5 ingevoerd moet worden. Het is niet te achterhalen waar dit vandaan komt en in de praktijk wordt ook wel eens een helling van 1:8 of 1:10 ingevoerd. The Rock Manual geeft aan dat de formules van Van der Meer ongeldig zijn voor taludhellingen flauwer dan 1:6.

### Conclusie

Bepaalde maatgevende situaties worden door de ontwerpmethodiek over het hoofd gezien. De berekende steensortering kan daardoor zowel te groot als te klein zijn.

## Achtergronden en herkomst huidige ontwerpmethodiek

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

Datum  
Juni 2010

Kenmerk  
PZDT-M-10189 ken

### Wijze waarop de kreukelberm belast wordt

Uit de studie "Ontwerpregel teenbestorting bij een ondiep, flauw voorland" (Infram, 2002) valt af te leiden dat de kreukelberm als volgt belast wordt:

Bij lage waterstanden wordt de kreukelberm belast door golfklappen en golfterugloop. Omdat de golfklappen net onder de waterlijn inslaan is de belasting het grootst bij een waterstand aan de bovenzijde van de kreukelberm. De belasting is groter dan op een doorgaand breuksteentalud omdat de stenen door de golfterugloop vanaf het relatief gladde boventalud extra belast worden.

Bij hoge waterstanden wordt de kreukelberm belast door de orbitaalbeweging van de golf. De orbitaalbelasting is groter dan op het voorland omdat de dijk een obstakel vormt, waardoor de belasting toeneemt.

Bij tussenliggende waterstanden wordt de kreukelberm belast door de (niet nader gedefinieerde) waterbeweging die wordt veroorzaakt door de brekende golf.

Als de golfhoogte bij alle waterstanden gelijk is, dan is de belasting door golfklappen (bij een waterstand aan de bovenzijde van de kreukelberm) het grootst. Als dit niet zo is, dan is niet op voorhand aan te geven welke belasting en waterstand maatgevend zijn.

### Studie "Ontwerpregel teenbestorting bij een ondiep, flauw voorland"

Het ontwerp bij PBZ van kreukelbermen die maximaal 1,5 m boven een flauw en breed voorland liggen is gebaseerd op de studie "Ontwerpregel teenbestorting bij een ondiep, flauw voorland" (Infram, 2002).

In de studie zijn een aantal cases doorgerekend met een kreukelberm die 1 m boven een horizontaal voorland ligt. Daarbij is gerekend met dieptebeperkte golven waarbij de golfhoogte gelijk is aan de helft van de waterdiepte op het voorland ( $H_s = 0,5d$ ).

Op basis hiervan is een ontwerpregel opgesteld voor kreukelbermen met een ondiep en flauw voorland. Hiervan is sprake als het voorland minder dan 1 m onder de kreukelberm ligt en als de golven bij lage (en eventueel ook bij hoge) waterstanden dieptebeperkt zijn. De waterstand waarbij de golven nog net dieptebeperkt zijn is dan maatgevend omdat de ontwerpregel er van uit gaat dat bij hogere waterstanden de golfhoogte niet verder toeneemt.

De cases zijn doorgerekend met twee benaderende rekenmethodes:

1. Methode voor geknikte taluds (The Rock Manual, blz. 620 onderste figuur);
2. Methode teenbescherming bij golfbrekers (The Rock Manual, blz. 623, formule 5.188).

#### *Methode voor geknikte taluds [4]*

De methode is gebaseerd op onderzoek naar een kreukelberm met een helling van 1:6 met hierboven een glad talud (te vergelijken met een steenzetting) van 1:3. Door de golfterugloop vanaf het gladde talud bleek de kreukelberm zwaarder belast te worden dan een doorgaand breuksteentalud. De golven waren niet-dieptebeperkt.

De methode richt zich op de belasting door golfklappen en golfterugloop bij lage waterstanden. De steensortering wordt berekend met de breuksteenformules van Van der Meer waarbij een correctiefactor wordt toegepast vanwege de golfterugloop. De steensortering kan berekend worden voor waterstanden onder, op en boven de kreukelberm. Bij een waterstand aan de bovenzijde van de kreukelberm leidt de correctie tot een grotere steensortering. Bij waterstanden die wat verder boven of onder de kreukelberm liggen leidt de correctie tot een kleinere steensortering.

In de studie van Infram wordt aangegeven dat deze methode conservatief is omdat de helling van de kreukelberm doorgaans flauwer is dan 1:6.

*Methode teenbescherming bij golfbrekers [1]*

De methode is gebaseerd op onderzoek naar een horizontale teenbestorting voor een golfbreker van losse breuksteen met een taludhelling van 1:1,5. Het voorland had een helling van 1:20. De golven waren niet-dieptebeperkt.

De methode richt zich op de belasting door de orbitaalbeweging van de golf bij hogere waterstanden. Voor waterstanden die ver genoeg boven de kreukelberm liggen kan met een eenvoudige formule de steenstorting berekend worden.

In de studie van Infram wordt aangegeven dat de formule het gemiddelde weergeeft van de onderzoeksresultaten zodat de methode niet conservatief is.

**Verschillen tussen ontwerpregel Infram en ontwerpmethodiek PBZ**

Bij een flauw en breed voorland gaat de ontwerpmethodiek van PBZ uit van de ontwerpregel van Infram. Er zijn echter de volgende verschillen:

1. De ontwerpregel van Infram is afgeleid voor een kreukelberm die maximaal 1 m boven het voorland ligt. Bij PBZ wordt uitgegaan van maximaal 1,5 m;
2. In de ontwerpmethodiek van PBZ wordt niet nagegaan of de golven bij lage waterstanden dieptebeperkt zijn, maar wordt nagegaan of er een waterstand is waarbij de golfhoogte gelijk is aan de halve waterdiepte op het voorland en of het voorland daarbij breder is dan één golflengte. In de praktijk komt dit overigens op hetzelfde neer, want als bij lagere waterstanden de golfhoogte groter is dan de halve waterdiepte zal deze vanwege de breedte van het voorland gereduceerd worden zodat de golven dieptebeperkt worden;
3. De ontwerpregel van Infram gaat er van uit dat als de golven niet meer dieptebeperkt zijn de golfhoogte bij hogere waterstanden niet meer toeneemt. Bij de randvoorwaarden van PBZ neemt de golfhoogte vrijwel altijd toe, waardoor aan deze voorwaarde zelden voldaan wordt;
4. Als het voorland zodanig laag ligt dat er geen dieptebeperkte golven zijn gaat de ontwerpmethodiek van PBZ uit van de golfhoogte op Ontwerppeil. Echter, als er geen dieptebeperkte golven zijn is de ontwerpregel van Infram niet meer van toepassing, want het voorland is dan niet ondiep meer. Dit kan leiden tot onderdimensionering.

## Verbetering ontwerpmethodiek

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

Om de genoemde knelpunten te verhelpen is de ontwerpmethodiek als volgt verbeterd:

**Datum**  
Juni 2010

**Kenmerk**  
PZDT-M-10189 ken

1. De benodigde steendiameter wordt berekend bij meerdere waterstanden, waarna de maatgevende waarde wordt genomen. Hiermee wordt voorkomen dat de maatgevende belasting over het hoofd wordt gezien. Dit is nodig omdat de golfhoogte vrijwel altijd toeneemt met de waterstand, waardoor de maatgevende waterstand niet op voorhand te bepalen is;
2. Voor alle beschouwde waterstanden wordt het voorland verdisconteerd in de golfbelasting door de inkomende golfhoogte te reduceren als de golven gezien het voorlandprofiel dieptebeperkt zullen worden. Dit is nodig om de belasting bij verschillende waterstanden goed te kunnen vergelijken en om te komen tot een betrouwbaar ontwerp in het overganggebied tussen een flauw en een steil voorland, zonder abrupte overgang van een kleine naar een grote steensortering;
3. Het voorland wordt niet meer weergegeven met een gemiddeld niveau en breedte, maar met een gemiddelde helling op basis van het bodemniveau op ca. 50 m voor de dijk, wat volgt uit het randvoorwaarde-advies. Hiermee wordt de invoer minder arbitrair en worden de uitkomsten minder afhankelijk van de ontwerper;
4. De benodigde steensortering wordt niet meer bepaald via een impliciet stroomschema, maar wordt expliciet berekend met de formules die aan de basis hebben gelegen van het huidige stroomschema. Dit leidt tot een nauwkeurigere bepaling van de benodigde steensortering;
5. Er wordt ontwerpveiligheid in rekening gebracht.

### Berekening golfhoogte aan de teen van de dijk

De studie van Infram geeft aan dat de golven dieptebeperkt zullen worden als op één golf lengte uit de teen van de dijk de golfhoogte ( $H_g$ ) groter is dan de helft van de waterdiepte. Aan de teen van de dijk zal de golfhoogte dan gereduceerd zijn tot de helft van deze waterdiepte.

In de verbeterde ontwerpmethodiek wordt op grond van de voorlandhelling voor alle beschouwde waterstanden de waterdiepte berekend op één golf lengte uit de teen van de dijk. Daarbij wordt conform de randvoorwaarde-adviezen uitgegaan van een voorlanderosie van 0,5 m. Waar nodig wordt golfhoogte gereduceerd tot de helft van de berekende waterdiepte. Als de golfsteilheid groter is dan 0,06 wordt de golfhoogte verder gereduceerd totdat de golfsteilheid gelijk wordt aan 0,06. In de praktijk komt dit laatste overigens vrijwel nooit voor.

### Berekening steendiameter ( $D_{n50}$ ) bij lage waterstanden

De steendiameter bij lage waterstanden wordt berekend met de methode voor geknikte taluds (zie boven). Deze methode kan gehanteerd worden tot een maximale waterdiepte boven de kreukelberm van ca. 6,6 maal de benodigde steendiameter. Dit komt meestal overeen met een maximale waterstand op 1,5 à 2 m boven de kreukelberm.

Omdat het achterliggende onderzoek beperkt was tot een taludhelling van 1:6 wordt de kreukelberm berekend met een (default) helling van 1:6.

De steendiameter wordt als volgt berekend:

$$D_{n50} = D_{n50;VDM}/f_i \quad (1)$$

Waarin:

$D_{n50}$  : Benodigde steendiameter (nominale mediaan) [m]  
 $D_{n50;VDM}$  : Berekende steendiameter met formule Van der Meer [m]  
 $f_i$  : Correctiefactor [-]

De correctiefactor (zie The Rock Manual, blz. 620, onderste figuur) wordt berekend met de volgende benaderende formule:

$$f_i = 0,86 + 0,09 \cdot h_t / D_{n50} \quad (2)$$

Waarin:

$h_t$  : Waterdiepte boven kreukelberm [m]

Door  $f_i$  te substitueren in formule (1) kan een iteratie achterwege blijven. De benodigde steendiameter wordt als volgt berekend:

$$D_{n50} = D_{n50;VDM} / f_i = (D_{n50;VDM} - 0,09 \cdot h_t) / 0,86 \quad (3)$$

#### **Berekening steendiameter ( $D_{n50}$ ) bij hoge waterstanden**

De steendiameter bij hoge waterstanden wordt berekend met de methode voor teenbescherming bij golfbrekers (zie boven). De methode kan gehanteerd worden vanaf een minimale waterdiepte boven de kreukelberm van 3 maal de benodigde steendiameter. Dit komt meestal overeen met een minimale waterstand van ca. 0,7 m boven de kreukelberm. Daardoor is er een overlap met de methode voor lage waterstanden.

#### **Berekening maatgevende steensortering en dikte kreukelberm**

Op de berekende steendiameters voor hoge waterstanden wordt een veiligheidsfactor toegepast van 1,2, omdat de methodiek voor hoge waterstanden niet conservatief is. Deze veiligheidsfactor is niet onderzocht. Er is gekozen voor dezelfde veiligheidsfactor als bij steenzettingen. Tot nog toe werd geen ontwerpveiligheid toegepast.

Van de aldus gevonden steendiameters voor lage en hoge waterstanden wordt de maatgevende waarde genomen. Hierna wordt de bijbehorende steensortering bepaald. De benodigde kreukelbermdikte bedraagt 2 maal de steendiameter ( $2D_{n50}$ ) van deze steensortering.

## Caseberekeningen

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

De verbeterde ontwerpmethodiek is verwerkt in een spreadsheet. Er is een aantal cases doorgerekend met zowel de huidige als de verbeterde ontwerpmethodiek om deze met elkaar te vergelijken.

Datum  
Juni 2010

Kenmerk  
PZDT-M-10189 ken

### Cases

De volgende cases zijn doorgerekend:

1. Gemiddelde situatie Oosterschelde ( $OS_{gem}$ );
2. Dijkvak Willempolder, Abraham Wisselpolder ( $OS_{129}$ );
3. Dijkvak Vierbannepolder ( $OS_{152c}$ );
4. Dijkvak Oud Noord-Bevelandpolder, incl. Colijnsplaat ( $OS_{18}$ );
5. Dijkvak Haven de Val ( $OS_{155e}$ );
6. Gemiddelde situatie Westerschelde ( $WS_{gem}$ );
7. Dijkvak Boulevard Bankert en Evertsen, ( $WS_B$ );
8. Dijkvak Boulevard Bankert en Evertsen, ( $WS_D$ ).

De cases verschillen vooral in het kreukelbermniveau, het voorlandprofiel en de mate waarin de golfhoogte toeneemt met de waterstand. De kreukelbermniveaus en de voorlandprofielen, c.q. de manier waarop het voorland is ingevoerd in de huidige en in de verbeterde methodiek, zijn weergegeven in tabel 1. De randvoorwaarden (ontleend aan de Detailadviezen Randvoorwaarden van Svasek/Royal Haskoning) zijn weergegeven in tabel 2.

Tabel 1: Bovenkant kreukelberm en ligging voorland bij cases

Case	Bovenkant kreukelberm [m NAP]	Voorlandniveau direct voor kreukelberm [m NAP]	Huidige methodiek		Verbeterde methodiek
			Gemiddeld voorlandniveau [m NAP]	Breedte voorland [m]	
$OS_{gem}$	+0,50	0,00	-3,25	200	1:15
$OS_{129}$	+0,75	+0,75	+0,96	200	1:∞*
$OS_{152c}$	0,00	-1,26	-1,07	50	1:∞*
$OS_{18}$	+0,70	-0,50	-1,57	200	1:47
$OS_{155e}$	+0,35	-1,25	-9,74	50	1:64
$WS_{gem}$	+0,50	0,00	-1,84	200	1:27
$WS_B$	+1,50	+1,50	+1,00	200	1:100
$WS_D$	+0,50	+0,20	-0,42	50	1:81

\*Voorland ligt horizontaal

Tabel 2: Randvoorwaarden bij cases

Case	Ontwerp-peil [m NAP]	Waterstand [m NAP]									
		0		+2		+3		+4		+6	
		$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]
$OS_{gem}$	+3,45	0,98	4,25	1,33	4,88	1,55	5,16	1,65	5,03	-	-
$OS_{129}$	+3,70	0,5	2,5	1,1	3,4	1,3	4,0	1,6	4,4	-	-
$OS_{152c}$	+3,45	0,5	6,6	1,4	6,7	1,8	6,8	2,0	6,8	-	-
$OS_{18}$	+3,45	0,9	5,9	1,2	6,2	2,1	6,2	2,1	6,2	-	-
$OS_{155e}$	+3,45	2,2	5,0	2,3	5,7	2,5	5,9	2,5	5,9	-	-
$WS_{gem}$	+5,60	-	-	1,40	6,56	-	-	1,80	7,11	2,26	7,64
$WS_B$	+5,65	-	-	1,0	8,4	-	-	2,0	9,3	2,8	10,2
$WS_D$	+5,65	-	-	1,9	7,9	-	-	2,7	9,4	3,4	10,7

## Berekende steensorteringen

De voor de cases berekende steensorteringen met de huidige en de verbeterde ontwerpmethodiek zijn weergegeven in tabel 3. Bij de verbeterde methodiek is zowel de berekende steendiameter bij lage als hoge waterstanden weergegeven. De maatgevende waarde is vet gemaakt. De afgeleide steensortering is gebaseerd op deze maatgevende steendiameter.

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

Datum  
Juni 2010

Kenmerk  
PZDT-M-10189 ken

Tabel 3: Berekende steensorteringen voor cases

Case	Steendiameter [m]			Maatgevende waterstand [m NAP]		Steensortering [kg]	
	Huidige methodiek	Verbeterde methodiek		Huidige methodiek	Verbeterde methodiek	Huidige methodiek	Verbeterde methodiek
		$D_{n50;LWS}$	$D_{n50;HWS}$				
OS <sub>gem</sub>	0,32	<b>0,34</b>	0,31	+0,50	+0,50	40-200	40-200
OS <sub>129</sub>	-*	0,04	-	+3,70	+0,75	10-60	10-60
OS <sub>152c</sub>	0,22	0,29	<b>0,34</b>	0,00	+3,11	10-60	40-200
OS <sub>18</sub>	0,40	0,41	<b>0,43</b>	+0,70	+2,90	60-300	300-1000
OS <sub>155e</sub>	0,59	0,52	<b>0,59</b>	+0,35	+2,21	300-1000	300-1000
WS <sub>gem</sub>	0,34	<b>0,37</b>	0,31	+0,50	+0,50	40-200	60-300
WS <sub>B</sub>	-*	0,22	<b>0,26</b>	+5,65	+5,65	40-200	40-200
WS <sub>D</sub>	0,40	0,33	<b>0,36</b>	+0,50	+5,65	60-300	60-300

Waarin:  
 $D_{n50;LWS}$  : Steendiameter bij lage waterstanden  
 $D_{n50;HWS}$  : Steendiameter bij hoge waterstanden, incl. veiligheidsfactor van 1,2

\* Er wordt geen steendiameter berekend omdat de steensortering rechtstreeks bepaald wordt op grond van het kreukelbermniveau en het voorland (conform stroomschema 1)

## Conclusies

Uit de caseberekeningen worden de volgende conclusies getrokken:

1. Als de kreukelberm maximaal 1,5 m boven een flauw en breed voorland ligt wordt in de huidige ontwerpmethodiek de steensortering niet berekend, maar wordt afhankelijk van de golfhoogte direct een steensortering gekozen van 10-60 kg of 40-200 kg. In de verbeterde methodiek wordt de steensortering wel berekend. Bij de cases waar dit van toepassing is (OS<sub>129</sub> en WS<sub>B</sub>) blijkt dit niet tot een andere steensortering te leiden;
2. Bij de cases OS<sub>152c</sub>, OS<sub>18</sub>, OS<sub>155e</sub> en WS<sub>B</sub> treedt de de maatgevende belasting volgens de huidige methodiek op bij een waterstand aan de bovenkant van de kreukelberm. Met de verbeterde methodiek wordt een hogere maatgevende waterstand gevonden en bij de cases OS<sub>152c</sub> en OS<sub>18</sub> tevens een grotere steensortering. Dit komt omdat bij deze cases de golfbelasting bij hogere waterstanden sterk toeneemt of bij lage waterstanden sterk gereduceerd wordt;
3. Ook als met beide methodieken dezelfde maatgevende waterstand gevonden wordt, kan de verbeterde methodiek resulteren in een grotere steendiameter. Dit heeft de volgende oorzaken:
  - a. Als een lage waterstand maatgevend is wordt in de verbeterde methodiek ook de extra belasting door golfterugloop meegenomen;
  - b. Als een hoge waterstand maatgevend is wordt in de verbeterde methodiek een veiligheidsfactor toegepast.
4. Bij de case WS<sub>D</sub> resulteert de verbeterde methodiek in een kleinere steendiameter. Dit komt omdat de verbeterde methodiek beter rekening houdt met dieptebeperking van de golven en daardoor in bepaalde gevallen met een kleinere golfbelasting rekent dan de huidige methodiek. Ondanks het meenemen van de golfterugloop en de veiligheidsfactor kan dan toch een kleinere steendiameter gevonden worden.



## Verdere verbetering ontwerpmethodiek

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

De ontwerpmethodiek kan op een aantal punten nog verder verbeterd worden. Dit wordt hieronder toegelicht.

**Datum**  
Juni 2010

**Kenmerk**  
PZDT-M-10189 ken

### Criterion voor dieptebeperking golven

Op grond van de studie van Infram wordt als criterium voor dieptebeperking gehanteerd dat de golfhoogte ( $H_s$ ) maximaal de helft kan bedragen van de waterdiepte ( $d$ ) op één golflengte uit de teen van de dijk. In het "handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen" ([2]) wordt uitgegaan van de waterdiepte op een halve golflengte uit de dijk (blz. 88). Tevens zijn een aantal grafieken opgenomen voor een meer nauwkeurige bepaling.

Als deze laatste methodiek gehanteerd wordt zullen de golven sneller gekwalificeerd worden als dieptebeperkt. Dit leidt in een aantal gevallen tot een kleinere steensortering en een minder conservatief ontwerp.

### Rekenen met $H_{2\%}$ in plaats van $H_s$

The Rock Manual (blz. 574) en de golfbrekerstudie ([1]) geven aan dat schade aan de steenbestorting vooral veroorzaakt wordt door de allerhoogste golven in het golfveld en dat de steensortering daarom beter berekend kan worden op basis van  $H_{2\%}$  dan op basis van  $H_s$  (=  $H_{13,5\%}$  als de golven niet-dieptebeperkt zijn).

De verhouding tussen  $H_{2\%}$  en  $H_s$  is niet constant. Voor niet-dieptebeperkte golven wordt doorgaans uitgegaan van  $H_{2\%}/H_s = 1,4$ . Voor dieptebeperkte golven wordt in [2] aangegeven dat  $H_{s;\max} = 0,5d$  (blz. 88) en dat  $H_{2\%;\max} \approx 0,6d$  (blz. 89), ofwel  $H_{2\%}/H_s \approx 1,2$ . Deze waarde kan nauwkeuriger bepaald worden met de methode van Battjes & Groenendijk (The Rock Manual, blz. 358).

De momenteel gehanteerde formules zijn gebaseerd op onderzoek met niet-dieptebeperkte golven en gaan impliciet uit van  $H_{2\%}/H_s = 1,4$ . Daardoor leiden ze bij dieptebeperkte golven tot overdimensionering. Door de formules om te schrijven en te rekenen met  $H_{2\%}$  wordt het ontwerp bij dieptebeperkte golven minder conservatief.

### Berekening steendiameter ( $D_{n50}$ ) bij hoge waterstanden

De methodes voor het berekenen van de steendiameter bij hoge en lage waterstanden overlappen elkaar voor waterstanden tussen ca. 0,7 en 2 m boven de kreukelberm. Idealiter zou voor deze waterstanden met beide methodes ongeveer dezelfde steendiameter berekend moeten worden. Momenteel is dit niet het geval en levert de methode voor hoge waterstanden ook na verdisconteren van ontwerpveiligheid gemiddeld een kleinere steendiameter op dan de methode voor lage waterstanden.

De steendiameter bij hoge waterstanden wordt berekend met formule 5.188 uit The Rock Manual (blz. 623). Uit het achterliggende onderzoek was aanvankelijk een andere formule afgeleid, nl. formule 5.187 uit The Rock Manual. Deze formule heeft als nadeel dat ze voor waterstanden ver boven de kreukelberm negatieve uitkomsten kan geven [3]. De formule is echter conservatiever en de berekende steendiameters blijken veel beter aan te sluiten bij de methode voor lage waterstanden. Door deze oorspronkelijke formule te hanteren zou de methodiek dus consistent worden.

### Overkoepelende ontwerpformule

Momenteel bestaat de ontwerpmethodiek uit twee ontwerpformules. Om een meer consistente methodiek te krijgen (zie boven) kan overwogen worden om op basis van het achterliggende onderzoek één overkoepelende formule af te laten leiden waarmee de steendiameter ( $D_{n50}$ ) voor elke waterstand berekend kan worden. Hierin moeten dan minimaal de volgende parameters opgenomen worden: golfhoogte ( $H_s$  of  $H_{2\%}$ ), waterdiepte boven de kreukelberm ( $h_t$ ), kreukelbermhelling ( $\tan\alpha_{krb}$ ), steendichtheid ( $\rho_s$ ) en schadegetal ( $N_{od}$  of  $S$ ).

### **Schadegetal en breedte kreukelberm**

In de golfbrekerstudie ([1], blz. 13) wordt aangegeven dat het schadegetal afhankelijk is van de breedte van de kreukelberm en dat bij een bredere kreukelberm een hoger schadegetal gehanteerd kan worden. Dit leidt tot een kleinere steensortering. Door de breedte van de kreukelberm mee te nemen in de ontwerpmethodiek wordt het ontwerp minder conservatief.

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

**Datum**  
Juni 2010

**Kenmerk**  
PZDT-M-10189 ken

### **Literatuur**

1. Gerding , E.: Toe structure stability of rubble mound breakwaters" (TU Delft/WL, Delft, 1993)
2. Klein Breteler, M.: handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen (CUR/TAW, Gouda, 1992)
3. Meer, J.W. van der: Geometrical design of coastal structures (Infram publication no. 2, Zeewolde, 1998)
4. Meer, J.W. van der: taluds van losgestorte materialen; stabiliteit van lage dammen en overgangskonstrukties bij stortsteen onder golfaanval (WL, Delft, 1990)
5. Meer, J.W. van der en Wouters, J.: Ontwerpregel teenbestorting bij een ondiep, flauw voorland (Infram, i507, Zeewolde, 2002)
6. The Rock Manual (CIRIA, CUR & CETMEF, London, 2007)

## **E Verbetering rekenmethodiek kreukelberm PBZ (2)**





Jan-Willem Beijer  
Ronald den Hoed  
Klaas Kaslander  
Harm Kortmann  
Yvo Provoost  
Simon Vereeke  
Kees van der Vliet  
Gert Jan Wijkhuizen

Afschrift:  
Raymond Derksen  
Robert 't Hart  
Ep van Hijum  
Ernst Jonker  
Mark Klein Breteler  
Hans van der Sande

**Rijkswaterstaat Zeeland**  
Projectbureau Zeeweringen

P/a Waterschap Zeeuwse  
Eilanden  
Kanaalweg 1  
Middelburg  
P/a Postadres: Postbus 1000  
4330 ZW Middelburg  
T (088) 246 1370  
F (088) 246 1994  
www.zeeweringen.nl

**Contactpersonen**  
Ruud Bosters

**Datum**  
December 2012

**Kenmerk**  
PZDT-M-12322 ken

**Bijlage(n)**  
Geen

# memo

## Verbetering rekenmethodiek kreukelberm PBZ (2)

### Inleiding

Tot 2010 werd een kreukelberm van losse breuksteen bij PBZ ontworpen op basis van het rapport "Ontwerpregel teenbestorting bij een ondiep, flauw voorland" (Infram, 2002). Omdat het ontwerp soms leidde tot onlogische uitkomsten is de ontwerpmethodiek van PBZ in 2010 verbeterd. Dit is omschreven in het memo "Verbetering ontwerpmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen" (PBZ, 2010).

Ook de verbeterde ontwerpmethodiek uit 2010 kent nog een aantal beperkingen. Daarom is de methodiek verder verbeterd. Dit memo doet hiervan verslag.

### Beperkingen ontwerpmethodiek 2010

#### Golfrandvoorwaarden

Voor toetsing en ontwerp zijn meestal alleen golfrandvoorwaarden beschikbaar voor een (uitvoer)punt dat op enige afstand van de dijk ligt. Een belangrijke verbetering in de ontwerpmethodiek uit 2010 was dat de beschikbare golfhoogtes op basis van de bodemligging worden omgerekend naar de teen van de dijk. In de oorspronkelijke methodiek werd dit (impliciet) ook gedaan, maar niet op een eenduidige wijze, waardoor de ontwerpresultaten niet altijd consistent waren.

Bij de omrekening naar de teen is in 2010 vrij veel reserve ingebouwd. Verder geeft de literatuur aan dat de kreukelberm vooral belast wordt door de meest extreme golven in het golfveld. De belasting wordt daarom beter weergegeven door  $H_{2\%}$  dan door  $H_s$ . Bij de methodiek uit 2010 kan echter alleen met  $H_s$  gerekend worden. Bij dieptebeperkte golven leidt dit tot een overschatting van de belasting.

### **Taludhelling**

Bij de ontwerpmethodiek uit 2010 is de taludhelling van de kreukelberm geen invoervariabele en de methodiek is alleen bedoeld voor kreukelbermen met een talud van 1:20 of flauwer. Wegens ruimtegebrek worden soms ook wel steilere taluds toegepast, met een maximum van 1:5. Verder komt het voor dat de kreukelberm beduidend steiler wordt aangelegd dan voorgeschreven. Het steilere talud leidt tot een grotere belasting, waardoor de kreukelberm niet meer voldoet of de veiligheidsmarge sterk gereduceerd is.

### **Patroonpenetratie**

Patroonpenetraties worden berekend met de formules van Pilarczyk (Rock Manual, formule 5.183). Deze formule is empirisch en voorziet alleen in rechte taluds en een waterstand aan de bovengrens van de constructie.

### **Toets- en ontwerpveiligheid**

In de ontwerpmethodiek uit 2010 is ontwerpveiligheid ingebouwd. Deze voorziet echter alleen in kreukelbermen van losse breuksteen met een talud van 1:20 of flauwer. Bij een patroonpenetratie wordt geen ontwerpveiligheid toegepast.

Bij toetsing is er minder onzekerheid en kan volstaan worden met een lagere veiligheid. De methodiek uit 2010 geeft hier geen invulling aan.

## **Verbetering golftrandvoorwaarden**

### **Criterium voor dieptebeperkte golven**

Op basis van de genoemde studie van Infram werd in de ontwerpmethodiek uit 2010 het volgende criterium voor dieptebeperkte golven gehanteerd:

De golfhoogte  $H_s$  aan de teen van de dijk bedraagt maximaal de helft van de waterdiepte op één golflengte uit de teen van de dijk.

Dit criterium wordt in de studie niet onderbouwd. In het "handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen" wordt uitgegaan van de waterdiepte op een halve golflengte uit de dijk. Deze waarde wordt wel onderbouwd en is conservatief. Daarom is zij overgenomen als verbetering in de methodiek.

### **Rekenen met $H_{2\%}$**

The Rock Manual (blz. 574) en [3] geven aan dat schade aan de steenbestorting vooral veroorzaakt wordt door de allerhoogste golven in het golfveld en dat de steensortering daarom beter berekend kan worden op basis van  $H_{2\%}$  dan op basis van  $H_s$ . Als gerekend wordt met  $H_s$  wordt de belasting bij dieptebeperkte golven overschat omdat de verhouding  $H_{2\%}/H_s$  dan kleiner is dan bij niet-dieptebeperkte golven.

In verband hiermee is aan het spreadsheet wat de rekenmethodiek weergeeft ('Kreukelberm2012') de mogelijkheid toegevoegd om te rekenen met  $H_{2\%}$ . Omdat dit minder conservatief is, is dit voorlopig vooral bedoeld voor een geavanceerde toetsing of ontwerp en wordt default nog uitgegaan van  $H_s$ .

$H_{2\%}$  wordt in het spreadsheet berekend met de methode van Battjes en Groenendijk, op basis van de bodemligging en  $H_s$ . Als gerekend wordt met  $H_{2\%}$  gelden aangepaste formules. Deze zijn verwerkt in het spreadsheet.

# Toevoeging taludhelling bij losse breuksteen

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

## Achtergrond

De benodigde  $D_{n50}$  van de steensortering voor een kreukelberm van losse breuksteen wordt in de methodiek van PBZ berekend bij meerdere waterstanden, waarna de maatgevende waarde wordt genomen. De  $D_{n50}$  bij lage waterstanden wordt berekend met de methode voor geknikte taluds (Rock Manual, figuur 5.71). De  $D_{n50}$  bij hoge waterstanden wordt berekend met de methode voor teenbescherming bij golfbrekers (Rock Manual, formules 5.187 en 5.188).

Datum  
December 2012

Kenmerk  
PZDT-M-12322 ken

Bij de gootproeven op geknikte taluds bleek dat de stabiliteit van de breuksteen niet alleen afhankelijk was van de waterstand en de taludhelling van de kreukelberm, maar ook van de knik tussen kreukelberm en dijktaalud en de ruwheid van het dijktaalud. Dit betekent dat de taludhelling niet los gezien kan worden van de knik en de ruwheid van het dijktaalud en dat bij het toevoegen van de taludhelling ook de invloed van de knik en de ruwheid in de rekenmethodiek meegenomen moet worden.

Het probleem daarbij is dat de afzonderlijke invloed van taludhelling, knik en ruwheid op basis van de gootproeven niet gekwantificeerd kon worden. Wel kan geconcludeerd worden dat de stabiliteit afneemt als de kreukelberm steiler wordt, als de knik tussen kreukelberm en dijktaalud groter wordt en als de golven teruglopen van een glad dijktaalud (steen-zetting) in plaats van een ruw dijktaalud (losse breuksteen).

Op grond van het bovenstaande is gekozen om de ruwheid verder buiten beschouwing te laten en bij de verbetering van de methodiek uit te gaan van een glad dijktaalud. Dit betekent dat in de weinige gevallen met een ruw dijktaalud een conservatief resultaat verkregen wordt. Hieronder wordt beschreven op welke wijze de taludhelling en de knik zijn verdisconteerd.

## Verdisconteren taludhelling en knik bij lage waterstanden

Bij de gootproeven op geknikte taluds zijn 2 taludhellingen onderzocht: 1:3 en 1:6, beiden in combinatie met een boventalud van 1:3. De hieruit afgeleide rekenmethode bestaat eruit dat de  $D_{n50}$  die is berekend met de formules van Van der Meer wordt gedeeld door een correctiefactor. Voor gladde dijktaaluds wordt deze factor bepaald met figuur 5.71 uit de Rock Manual. Deze figuur heeft alleen betrekking op de taludhellingen en knikhoeken uit de gootproeven. De rekenmethode geeft niet aan hoe omgegaan moet worden met andere taludhellingen en knikhoeken. Er zijn 2 mogelijkheden onderzocht:

1. De  $D_{n50}$  bepalen voor kreukelbermen van 1:3 en 1:6 en vervolgens hiertussen interpoleren voor de werkelijke kreukelbermhelling. Dit betekent dat de helling van het dijktaalud genegeerd wordt en een onbekende fout gemaakt wordt als het dijktaalud flauwer of steiler is dan 1:3. De gevonden waarden voor  $D_{n50}$  vertonen bij deze methode relatief weinig variatie;
2. In de formules van Van der Meer rekenen met de werkelijke kreukelbermhelling en hierna met figuur 5.71 de  $D_{n50}$  bepalen voor rechte en geknikte taluds (zie hierna). Vervolgens hiertussen interpoleren voor de werkelijk aanwezige knikhoek. Hiermee wordt impliciet aangenomen dat de formules van Van der Meer de invloed van de helling weergeven en dat figuur 5.71 uitsluitend de invloed van de knik weergeeft. De gevonden waarden voor  $D_{n50}$  vertonen meer variatie dan bij methode 1.

Gekozen is voor methode 2, omdat methode 1 de knik geheel negeert en omdat de resultaten bij methode 2 realistischer lijken. Verder lijkt het aannemelijk dat de invloed van de taludhelling grotendeels correct wordt weergegeven door de formules van Van der Meer en dat figuur 5.71 vooral de invloed van de knik weergeeft.

### Berekening $D_{n50}$ voor rechte en geknikte taluds

Voor de berekening van  $D_{n50}$  bij lage waterstanden is figuur 5.71 vereenvoudigd tot de volgende formules:

Datum  
December 2012

$$\text{Figuur 5.71-boven: } f_i = 1,00 + 0,14 \cdot h_t / D_{n50} \quad (1)$$

$$\text{Figuur 5.71-onder: } f_i = 0,86 + 0,09 \cdot h_t / D_{n50} \quad (2)$$

Kenmerk  
PZDT-M-12322 ken

De  $D_{n50}$  voor een recht en voor een geknikt talud kan nu als volgt berekend worden:

$$\text{Recht talud: } D_{n50} = D_{n50;VDM} / f_i = D_{n50;VDM} - 0,14 \cdot h_t \quad (3)$$

$$\text{Geknikt talud: } D_{n50} = D_{n50;VDM} / f_i = (D_{n50;VDM} - 0,09 \cdot h_t) / 0,86 \quad (4)$$

Waarin:

$f_i$  : Correctiefactor geknikte taluds [-]

$h_t$  : Waterdiepte boven kreukelberm [m]

$D_{n50}$  : Benodigde steendiameter (nominale mediaan) [m]

$D_{n50;VDM}$  : Berekende steendiameter met formules Van der Meer [m]

Omdat het achterliggende onderzoek ([6]) beperkt was tot een taludhelling van 1:6 wordt voor de berekening van  $D_{n50;VDM}$  een minimale taludhelling gehanteerd van 1:6. Als de werkelijke taludhelling flauwer is dan wordt dit verdisconteerd door de veiligheidsfactor te verkleinen (zie hierna).

N.B.: Volgens The Rock Manual is  $f_i$  afhankelijk van  $D_{n50;VDM}$  en kan  $D_{n50}$  rechtstreeks bepaald worden. Uit het achterliggende onderzoek ([6]) blijkt dat dit niet klopt en dat  $f_i$  afhankelijk is van  $D_{n50}$ , waardoor bovenstaande omrekening nodig is.

### Verdisconteren taludhelling en knik bij hoge waterstanden

De gootproeven hadden betrekking op een kreukelberm met een helling van 1:20 voor een golfbreker van losse breuksteen met een helling van 1:1,5. De afgeleide rekenmethode (Rock Manual, formules 5.187 en 5.188) geeft niet aan hoe omgegaan moet worden met andere taludhellingen en knikhoeken.

De invloed van de taludhelling en de knik kan niet ontleend worden aan de methode voor geknikte taluds omdat deze bedoeld is voor een andere belastingswijze en andere waterstanden. Er is wel een overlap, maar deze wordt te klein geacht om de invloed te kunnen kopiëren.

Bij de proeven waren de knik en de ruwheid beduidend groter dan op een reguliere dijk. Dit knik zorgde voor een grotere, de ruwheid voor een kleinere belasting dan op een dijk. Vanwege de hoge waterstanden wordt verondersteld dat de golfsterugloop, en daarmee de invloed van de ruwheid, minder belangrijk is. Op grond hiervan is besloten om de invloed van de ruwheid weg te strepen tegen die van de knik.

De invloed van de taludhelling is als volgt verdisconteerd:

$$D_{n50} = k_{sl} \cdot D_{n50;HWS} \quad (5)$$

Waarin:

$k_{sl}$  : Hellingfactor (Rock Manual, formule 5.115) [-]

$D_{n50;HWS}$  : Berekende steendiameter met formules 5.187 en 5.188 [m]

Bovenstaande hellingfactor is van toepassing bij het meevoeren van stenen door stroming. Omdat de belasting bij hoge waterstanden veroorzaakt wordt door de orbitaalbeweging van de golf sluit ze dus goed aan bij de rekenmethode. De resulterende invloed van de taludhelling is minder groot dan bij de methode voor lage waterstanden.



## Verbetering patroonpenetratie

### Achtergrond

Patroonpenetraties worden berekend met de formule van Pilarczyk (Rock Manual, formule 5.183). Deze is alleen bedoeld voor rechte taluds en gaat er verder van uit dat een waterstand aan de bovengrens van de constructie maatgevend is. Bij een kreukelberm die op een flauw voorland ligt zal de golfbelasting bij deze waterstand echter nihil zijn, terwijl er bij een waterstand van 1 of 2 m boven de kreukelberm wel een significante golfbelasting kan zijn (door de orbitaalbeweging). Deze belasting kan met de formule echter niet berekend worden.

### Verdisconteren knik en hoge waterstanden

De formule van Pilarczyk heeft dezelfde structuur als de formule van Van der Meer, die ten grondslag ligt aan de methode voor het berekenen van een kreukelberm van losse breuksteen bij lage waterstanden. De belastingfuncties zijn vrijwel hetzelfde (resp.  $Z \sim H_s^{0,7} \cdot T^{0,6}$  en  $Z \sim H_s^{0,75} \cdot T^{0,4}$ , waarbij Z de grootte van de belasting is).

Op grond van deze gelijkenis is aangenomen dat de belasting bij waterstanden boven de bovengrens van een patroongepenetreerde kreukelberm evenveel toeneemt of afneemt als bij losse breuksteen. De  $D_{n50}$  wordt als volgt berekend:

$$D_{n50} = D_{n50;PIL} \cdot D_{n50;LOS} / D_{n50;LOS;ht=0} \quad (6)$$

Waarin:

$D_{n50;PIL}$  :  $D_{n50}$  volgens formule van Pilarczyk [m]

$D_{n50;LOS}$  : Maatgevende  $D_{n50}$  voor losse breuksteen [m]

$D_{n50;LOS;ht=0}$  :  $D_{n50}$  voor losse breuksteen bij een waterstand aan de bovengrens van de kreukelberm [m]

### Verdisconteren taludhelling

De taludhelling is een parameter in de formule van Pilarczyk zodat de invloed ervan automatisch al meegenomen wordt. Evenals bij losse breuksteen wordt gerekend met een minimale taludhelling van 1:6 om te voorkomen dat een onrealistisch kleine  $D_{n50}$  wordt berekend.

# Verbetering toets- en ontwerpveiligheid

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

## Achtergrond

De ontwerpmethodiek uit 2010 voorzag alleen in ontwerpveiligheid en dit alleen bij kreukelbermen van losse breuksteen met een talud van 1:20 of flauwer. Het gebruik van de methodiek voor toetsing, het toevoegen van de taludhelling als invoervariabele en de verbeterde berekening van een patroonpenetratie maken dat de veiligheid nader uitgewerkt moet worden.

Datum  
December 2012

Kenmerk  
PZDT-M-12322 ken

De belangrijkste onzekerheden zijn de hydraulische randvoorwaarden en de modelonzekerheid. Bij ontwerp komt daar nog de  $D_{n50}$  van de te leveren steensortering bij.

De beschikbare hydraulische randvoorwaarden zijn volgens sommige specialisten conservatief en volgens andere juist niet. De onzekerheid van de hydraulische randvoorwaarden is niet te kwantificeren.

De modelonzekerheid is de onzekerheid in de uitkomsten van de gehanteerde rekenformules. De formules voor losse breuksteen geven de gemiddelden weer van een reeks gootproeven. Bij het onderzoek voor lage waterstanden werd een variatiecoëfficiënt berekend van 10%. Bij het onderzoek voor hoge waterstanden is de variatiecoëfficiënt niet berekend. De formule voor patroonpenetraties is empirisch en vermoedelijk conservatief, maar in welke mate is onbekend.

Steensorteringen zijn onderhevig aan een zekere bandbreedte. De toegestane bandbreedte volgens norm NEN-EN 13383 is weergegeven in tabel 1. Hieruit blijkt dat met name bij kleinere steensorteringen er een behoorlijke onzekerheid is omtrent de  $D_{n50}$  van een te leveren sortering.

Tabel 1: Bandbreedte  $D_{n50}$  volgens NEN-EN 13383

Steensortering	$D_{n50}$ volgens NEN-EN 13383 [m]			Bandbreedte
	Minimaal	Gemiddeld	Maximaal	
10-60 kg	0,217	0,241	0,261	18,4%
40-200 kg	0,337	0,363	0,386	13,4%
300-1.000 kg	0,619	0,646	0,672	8,2%

## Veiligheidsfactoren toetsing en ontwerp

Om de genoemde (en andere) onzekerheden af te dekken is toets- of ontwerpveiligheid nodig. Daarbij kunnen spreidingen en bandbreedtes niet klakkeloos afgetrokken worden van de invoer en uitvoer, omdat dit meestal leidt tot overkill. De benodigde veiligheid om te voldoen aan de overstromingsnorm kan alleen vastgesteld worden met een probabilistische analyse. Binnen PBZ is de kennis hiervoor niet aanwezig en verder is over de meeste parameters te weinig bekend om te komen tot een betrouwbaar resultaat. Daarom is gekozen om op de  $D_{n50}$  een arbitraire veiligheidsfactor toe te passen van 1,1 bij toetsing en 1,2 bij ontwerp.

De veiligheidsfactor wordt zowel toegepast bij losse breuksteen als bij een patroonpenetratie. Bij flauwe taludhellingen wordt in bepaalde gevallen een kleinere veiligheidsfactor toegepast. Bij een patroonpenetratie en bij losse breuksteen bij lage waterstanden wordt nl. gerekend met een minimale taludhelling van 1:6. Bij hellingen flauwer dan 1:6 zit er dus al een zekere veiligheid in de berekende  $D_{n50}$ . Deze wordt verdisconteerd door de veiligheidsfactor bij ontwerp te laten verlopen van 1,2 bij een helling van 1:6 naar 1,0 bij een helling van 1:8,6 (losse breuksteen) of 1: 8,0 (patroonpenetratie). Bij toetsing ligt het omslagpunt bij hellingen van resp. 1:7,2 en 1:6,9. Deze waarden zijn gebaseerd op de evenredigheid van  $D_{n50}$  met resp.  $\tan^{0,5}$  en  $\tan^{0,5}/\cos\alpha$ .

## Verdere verbetering rekenmethodiek

De rekenmethodiek kan op een aantal punten nog verder verbeterd worden. Dit wordt hieronder toegelicht.

Datum  
December 2012

Kenmerk  
PZDT-M-12322 ken

### Berekening $D_{n50}$ bij hoge waterstanden

De methodes voor het berekenen van de steendiameter bij hoge en lage waterstanden overlappen elkaar voor waterstanden tussen ca. 0,7 en 2 m boven de kreukelberm. Idealiter zou voor deze waterstanden met beide methodes ongeveer dezelfde steendiameter berekend moeten worden. Momenteel is dit niet het geval en levert de methode voor hoge waterstanden gemiddeld een kleinere  $D_{n50}$  op dan de methode voor lage waterstanden.

De steendiameter bij hoge waterstanden wordt berekend met formule 5.188 uit The Rock Manual (blz. 623). Uit het achterliggende onderzoek was aanvankelijk een andere formule afgeleid, nl. formule 5.187 uit The Rock Manual. Deze formule heeft als nadeel dat ze voor waterstanden ver boven de kreukelberm negatieve uitkomsten kan geven [5]. De berekende steendiameters blijken echter veel beter aan te sluiten bij de methode voor lage waterstanden. Door deze oorspronkelijke formule te hanteren zou de methodiek dus consistentere worden.

### Overkoepelende rekenformule losse breuksteen

Momenteel bestaat de rekenmethodiek voor losse breuksteen uit twee ontwerpformules. Om een meer consistente methodiek te krijgen kan overwogen worden om op basis van het achterliggende onderzoek één overkoepelende formule af te laten leiden waarmee  $D_{n50}$  voor elke waterstand berekend kan worden. Hierin moeten dan minimaal de volgende parameters opgenomen worden: golfhoogte ( $H_s$  of  $H_{2\%}$ ), waterdiepte boven de kreukelberm ( $h_t$ ), kreukelbermhelling, dichtheid van de breuksteen en schadegetal ( $N_{od}$  of  $S$ ).

### Schadegetal en breedte kreukelberm

In de golfbrekerstudie ([3], blz. 13) wordt aangegeven dat het schadegetal afhankelijk is van de breedte van de kreukelberm en dat bij een bredere kreukelberm een hoger schadegetal gehanteerd kan worden. Dit leidt tot een kleinere steensortering. Door de breedte van de kreukelberm mee te nemen in de rekenmethodiek wordt deze minder conservatief.

## Literatuur

1. Battjes, J.A. en Groenendijk, H.W.: Wave height distributions on shallow foreshores (Elsevier, Coastal Engineering, 2000)
2. Bosters, R.: Verbetering ontwerpmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen (PBZ, PZDT-M-10189 ken, Middelburg, 2010)
3. Gerding, E.: Toe structure stability of rubble mound breakwaters" (TU Delft/WL, Delft, 1993)
4. Klein Breteler, M.: handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen (CUR/TAW, Gouda, 1992)
5. Meer, J.W. van der: Geometrical design of coastal structures (Infram publication no. 2, Zeewolde, 1998)
6. Meer, J.W. van der: taluds van losgestorte materialen; stabiliteit van lage dammen en overgangskonstrukties bij stortsteen onder golfaanval (WL, Delft, 1990)
7. Meer, J.W. van der en Wouters, J.: Ontwerpregel teenbestorting bij een ondiep, flauw voorland (Infram, i507, Zeewolde, 2002)
8. The Rock Manual (CIRIA, CUR & CETMEF, London, 2007)