

(On-)veiligheid in formule van Pilarczyk

Afstudeerscriptie

Datum : mei, 2018
Auteurs : Mirko Meijer & Steven ter Reehorst
Onderwijsinstelling : Hogeschool van Arnhem en Nijmegen – Built environment
Opleiding : Civiele Techniek



Colofon

Auteurs

Mirko Meijer
(Student Civiele Techniek, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen)

Steven ter Reehorst
(Student Civiele Techniek, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen)

In opdracht van

Advies- ingenieursbureau Witteveen+Bos
ing. J (Jeroen) Roerade
Ir. R (Ruben) Peters

Begeleiding

Hogeschool van Arnhem en Nijmegen
ing. H (Hans) uit het Broek
Ir. T (Thomas) Beuker

Uitgave

Arnhem, mei 2018
Omslag: (Jacobs, 1986)

Document informatie

Titel document: (On-)veiligheid in formule van Pilarczyk
Ondertitel: Afstudeerscriptie
Domein: Waterbouw, bodemverdediging, breuksteen, Pilarczyk.

Opdrachtgever: Advies- ingenieursbureau Witteveen+Bos
Onderwijsinstelling: Hogeschool van Arnhem en Nijmegen

Status: Definitief
Datum: mei 2018
Classificatie: Openbaar

Document acceptatie

<i>Versie</i>	<i>Status</i>	<i>Datum</i>	<i>Opsteller</i>	<i>Opsteller</i>	<i>Acceptant</i>	<i>Acceptant</i>
V1.0	Definitief	05-2018	M. Meijer	S. ter Reehorst	H. uit het Broek	T. Beuker
			(Paraaf)	(Paraaf)	(Paraaf)	(Paraaf)
			(Datum)	(Datum)	(Datum)	(Datum)

Versie beheer

<i>Versie</i>	<i>Datum</i>	<i>Gewijzigde onderdelen</i>	<i>Omschrijving wijzigingen</i>

Samenvatting

Voor het berekenen van een bodemverdediging van granulair materiaal bestaan verschillende ontwerpformules. Een van deze formules is de formule van Pilarczyk, voor het eerst gepresenteerd in 1993. Doordat deze formule veel gevalideerd en goed toepasbaar is, wordt deze in Nederland veel toegepast voor het berekenen van bodemverdedigingen. Ondanks het veelvuldige gebruik in Nederland is de veiligheid of onveiligheid in deze formule niet bekend.

Middels dit onderzoek dient meer inzicht vergaard te worden over de (on-)veiligheid in de formule van Pilarczyk. De voor dit onderzoek geformuleerde hoofdvraag luidt:

‘Wat is de veiligheid of onveiligheid in de berekende benodigde bodemverdediging met formule 5.219 van Pilarczyk uit de Rock Manual vergeleken met de uitkomsten van proeven in de stroomgoot van de HAN?’

Als de (on-)veiligheid in de formule gekwantificeerd kan worden komt men een stap dichterbij het antwoord op de vraag:

‘Kan er scherper worden gedimensioneerd bij het ontwerpen van bodemverdedigingen door middel van formule 5.219 van Pilarczyk uit the Rock Manual?’.

Om de (on-)veiligheid in de formule te kunnen kwantificeren zijn een reeks proeven uitgevoerd in de stroomgoot van de Hogeschool van Arnhem en Nijmegen te Arnhem. Hier zijn een zestal situaties beproefd onder belasting van stroming waarvoor de kritieke stroomsnelheid berekend is met de formule. Tijdens de proeven is de stroomsnelheid opgevoerd tot eerst het begin van bewegen werd bereikt en vervolgens het verplaatsen van steentjes. Op deze twee momenten zijn de waterhoogtes en stroomsnelheden gemeten. Deze berekende en gemeten waarden zijn met elkaar vergeleken om tot een veiligheidsfactor per situatie te komen. Een veiligheidsfactor kleiner dan 1 is onveilig en een factor groter dan 1 wordt gezien als veilig.

Uit de resultaten van de proeven blijkt dat de veiligheid in de formule van Pilarczyk door het onderzoeksteam niet te kwantificeren is. De veiligheid verschilt dermate, per situatie en tussen de proeven per situatie, dat hierdoor geen eenduidige kwantificatie van de (on-)veiligheid mogelijk is. Gebaseerd op de proefresultaten kan wel gesteld worden dat de formule onveilig(er) is in situaties met een normale mate van turbulentie ($k_t^2 = 1$) en veiliger is in het geval van verhoogde turbulentie ($k_t^2 = 2$). Deze turbulentiefactor (k_t^2) heeft grote invloed op de veiligheid of onveiligheid in de formule van Pilarczyk. Het is dan ook van cruciaal belang om de juiste waarde voor deze turbulentiefactor aan te nemen.

Vanwege de invloed van deze parameter op de (on-)veiligheid in de formule kan men zich afvragen of de geadviseerde waardes in the Rock Manual afdoende zijn om deze parameter correct toe te passen op de maatgevende omstandigheden.

Gebaseerd op de onderzoeksresultaten is het raadzaam nader onderzoek te doen, in een geavanceerder laboratorium, naar het specifieker kunnen aannemen van de turbulentiefactor in de formule van Pilarczyk.

Summary

For the designing of granular bed protection various designing formulas exist. One of these formulas is the formula of Pilarczyk, first presented in 1993. Because this formula is widely validated and well applicable, it is the most common formula used for the calculation of granular bed protection in the Netherlands. Despite the formula being commonly used in the Netherlands the safety or unsafety is still unknown.

Through this research more insight will be gathered about the (un-)safety of the Pilarczyk formula. The research question for this thesis therefore reads:

'What is the safety or unsafety in the calculated bed protection with the formula of Pilarczyk compared with the result of tests in the flow gutter of the HAN?'

If the (un-)safety in the formula of Pilarczyk can be quantified one comes closer to answer the question:

'Is slimmer designing of bed protection with the formula 5.219 of Pilarczyk out of the Rock Manual possible?'

To answer this main question 6 different situations with riprap are several times tested under current attack in the flow channel at the Highschool off Arnhem and Nijmegen in Arnhem.

During these tests the flowrate is increased step by step until the first movement was visible and then further increased until stage 3 movement (transport of material at several locations) occurred. At these 2 moments, stage 1 and 3 movement, the water depth and the piezometric height were measured at 9 locations. For every situation the critical bottom velocity is calculated with the formula of Pilarczyk. The averaged measured and calculated critical bottom velocity are compared to each other in order to create a safety factor for every situation.

Based on the results off the tests it is, for this team, not possible to quantify the safety or unsafety in Pilarczyk formula. Because the average safety differs per situation and per experiment, the (un-)safety in the formula of Pilarczyk cannot be unambiguously quantified.

Based on the results of the tests there can be stated that the formula is more unsafe in situations with a normal level of turbulence ($k_t^2 = 1$) and safer in situations with increased turbulence ($k_t^2 = 2$). This turbulence factor (k_t^2) has a big influence on the safety or unsafety in the formula of Pilarczyk. It is therefore crucial to use the correct value for this turbulence factor.

Because of the influence of this parameter on the (un-)safety in the formula, one may wonder whether the recommended values in the Rock Manual are sufficient to correctly apply this parameter to the normative circumstances.

Based on the results of this research, it is advisable to conduct more research into the more specific assumption of the turbulence factor in the formula of Pilarczyk, in a more advanced laboratory.

Voorwoord

Voor u ligt de afstudeerscriptie '(On-)veiligheid in formule van Pilarczyk' een onderzoek waarbij gekeken is of de (on-)veiligheid in deze formule te kwantificeren is. Deze scriptie met bijbehorend onderzoek is opgesteld binnen het afstudeertraject van de opleiding Civiele Techniek aan de Hogeschool van Arnhem en Nijmegen te Arnhem. Aan dit onderzoek is gewerkt van februari 2018 tot en met mei 2018 door Mirko Meijer en Steven ter Reehorst beide afstuderend in de richting waterbouw.

Op aandragen van en in samenspraak met Witteveen+Bos is dit onderwerp tot stand gekomen. Graag willen we onze directe begeleiders van Witteveen+Bos, Ruben Peters en Jeroen Roerade, danken voor hun feedback en de leerzame discussies/ gesprekken. Ook de initiator van dit onderzoek Coen Kuijpers zijn wij dank verschuldigd voor de heldere en bondige uiteenzettingen waarmee hij ons verder heeft geholpen.

Voor dit onderzoek hebben wij gebruik gemaakt van het waterlaboratorium van de HAN en onze dank gaat dan ook uit naar de beheerder Paul Scholten voor het zijn van een vraagbaak voor ons op alle momenten dat wij het nodig hadden.

Uiteraard hadden wij dit niet gekund zonder de gezellige maar nuttige en leerzame momenten waarin wij hebben gespard met onze begeleiders van de opleiding Hans uit het Broek en Thomas Beuker. Jullie waren er wanneer het nodig was met inhoud en op alle andere momenten met interesse in het onderwerp, bedankt voor deze periode!

Wij wensen u veel plezier met het lezen van deze scriptie en hopen een leerzame discussie met wederzijds begrip omtrent dit onderwerp te hebben geopend of te kunnen openen.

Arnhem, mei 2018

Mirko Meijer & Steven ter Reehorst

Inhoud

1	Inleiding.....	1
1.1	Aanleiding.....	1
1.2	Probleemstelling.....	1
1.3	Doelstelling.....	1
1.4	Onderzoeksvragen.....	2
1.5	Projectgrenzen.....	3
2	Achtergronden.....	5
2.1	Stabiliteit.....	5
2.1.1	Krachten.....	5
2.1.2	Shields.....	7
2.1.3	Begin van bewegen.....	10
2.2	Formule van Pilarczyk.....	11
3	Proeven.....	13
3.1	Doel van de proeven.....	13
3.2	Uitgangspunten.....	13
3.3	Inrichting stroomgoot.....	14
3.4	Materiaaleigenschappen.....	17
3.4.1	Dichtheid materiaal.....	17
3.4.2	Zeefkromme materiaal.....	17
3.4.3	Wegen materiaal.....	19
3.4.4	Keuze D_{n50}	20
3.5	Te beproeven situaties.....	21
3.5.1	Situaties normale turbulentie.....	21
3.5.2	Situaties verhoogde turbulentie.....	22
3.6	Berekende kritische stroomsnelheden Pilarczyk.....	23
3.6.1	Keuze waarde parameters formule van Pilarczyk.....	23
3.6.2	Berekende kritieke stroomsnelheden per situatie.....	25
3.7	Aanpak proeven.....	26
3.7.1	Te meten parameters.....	26
3.7.2	Uitvoering proeven.....	27
3.7.3	Gehanteerde definitie begin van bewegen en verplaatsen.....	28
4	Uitvoering proeven.....	29
4.1	Verloop proeven.....	29

4.2	Waarnemingen	30
4.2.1	Algemeen	30
4.2.2	Normale turbulentie.....	31
4.2.3	Verhoogde turbulentie	31
5	Analyse.....	33
5.1	Gemeten stroomsnelheden.....	33
5.2	Vergelijking gemeten en berekende stroomsnelheden per situatie	35
5.2.1	Toepasbaarheid veiligheid	35
5.2.2	Spreiding in veiligheid.....	36
5.2.3	Situatie 1	37
5.2.4	Situatie 2	38
5.2.5	Situatie 3	39
5.2.6	Situatie 4	40
5.2.7	Situatie 5	41
5.2.8	Situatie 6	42
5.3	Vergelijking veiligheid fase 1 en fase 3 van bewegen	43
5.4	Turbulentie	44
5.4.1	Veiligheid per k_t factor	44
5.4.2	Gevoelighedsanalyse turbulentiefactor.....	45
5.5	Gevoelighedsanalyse mobiliteitsparameter Ψ_{cr}	47
6	Conclusie	49
7	Discussie en aanbevelingen	51
7.1	Discussie	51
7.2	Aanbevelingen	52
8	Figurenlijst.....	53
9	Verwijzingen.....	55
	Bijlagen	57
	Bijlage 1 Literatuurstudie.....	58
	Bijlage 2 Meetplan.....	60
	Bijlage 3 Meetresultaten	62
	Bijlage 4 Verificatie antwoorden (sub-)deelvragen.....	65
	Bijlage 5 Spreiding veiligheid per situatie.....	66

Symbolenlijst

Symbol	Omschrijving	Eenheid
A	Scharnierpunt /rotatiepunt	[-]
A_D	Aangrijpend Oppervlak Trekkraft	[m ²]
A_L	Aangrijpend Oppervlak Liftkraft	[m ²]
A_S	Aangrijpend Oppervlak Schuifkraft	[m ²]
C_D	Trekkraft coëfficiënt	[-]
C_L	Liftkraft coëfficiënt	[-]
C_S	Schuifkraft coëfficiënt	[-]
d	Diameter	[m]
D	Karakteristieke grootte	[m]
D_{n50}	Nominale steendiameter door 50% overschreden	[m]
D_{50}	Mediaan diameter granulair materiaal	[m]
F	Kraft	[kN]
F_D	Trekkraft (drag force)	[kN]
F_F	Wrijvingskraft	[kN]
F_L	Liftkraft (lift force)	[kN]
F_S	Schuifkraft (shear force)	[kN]
g	Zwaartekraft-/ valversnelling	[m/s ²]
h	Waterdiepte (lokaal)	[m]
k_d	Hellingfactor zij invloed	[-]
k_h	Snelheidsprofiel factor	[-]
k_l	Hellingfactor lengte invloed	[-]
k_s	Ruwheidshoogte bodemmateriaal	[m]
k_{sl}	Helling factor	[-]
K_t	Turbulentiefactor Pilarczyk	[-]
M_{50}	Mediane massa granulair materiaal	[kg]
Re_*	Getal van Reynolds voor stroming bij de bodem	[-]
U	Diepte gemiddelde stroomsnelheid	[m/s]
$v_{meetpunt}$	Stroomsnelheid op meetpunt	[m/s]
W	Gewicht	[kN]
α	Hellingshoek (oever)	[°]
β	Hellingshoek in lengterichting	[°]
Δ	Relatieve dichtheid	[-]
n_v	Porositeit van de laag	[-]
ϕ	Hoek van inwendige wrijving stenen	[°]
ϕ_{sc}	Stabiliteitsfactor	[-]
ψ_{cr}	Mobiliteitsparameter	[-]
Ψ	Shieldsparameter	[-]
Ψ_c	Kritieke Shieldsparameter	[-]
ρ_w	Soortelijk gewicht water	[kg/m ³]
ρ_s	Soortelijk gewicht steen	[kg/m ³]
τ_c	Kritieke Schuifspanning	[N/m ²]
ν	Kinematische viscositeit	[m ² /s]

1 Inleiding

Dit hoofdstuk behandelt de basisinformatie waarmee het afstudeertraject gestart is, gebaseerd op het Plan van Aanpak welke in de separate procesmap is opgenomen. Voor die gevallen waar in deze scriptie de afkorting HAN is gebruikt wordt bedoeld de Hogeschool van Arnhem en Nijmegen. In paragraaf 1.1 is de inhoudelijke aanleiding voor het afstudeeronderzoek gegeven waarna de geformuleerde probleemstelling aan bod komt in paragraaf 1.2. Om helder te houden waar dit onderzoek toe dient is de doelstelling opgesteld, te vinden in paragraaf 1.4. De opgestelde onderzoeksvragen om gestructureerd te komen tot een antwoord op de probleemstelling zijn beschreven in paragraaf 1.4. Als laatste is de afkadering van het onderzoek, de projectgrenzen, opgenomen in paragraaf 1.5.

1.1 Aanleiding

Een bodemverdediging heeft als doel het voorkomen van ongewenste erosie ten gevolge van belasting door stroming. In The Rock Manual (CIRIA, 2007) worden meerdere formules gegeven voor het berekenen van bodemverdediging onder belasting van stroming, een van deze formules is formule 5.219 van Pilarczyk.

Dit is de formule die in Nederland voornamelijk wordt toegepast voor het berekenen van bodemverdediging onder belasting van stroming. Binnen dit onderzoek gaat het projectteam onderzoeken of de onveiligheid of veiligheid binnen deze formule te kwantificeren is. Door meer inzicht hierin kan er in de toekomst wellicht scherper worden gedimensioneerd.

1.2 Probleemstelling

In Nederland wordt veelal de formule van Pilarczyk toegepast bij het dimensioneren van bodemverdediging voor situaties waarbij stroming de grootste belasting is. Deze formule van Pilarczyk wordt in Nederland als standaard toegepast doordat hij veel gevalideerd en goed toepasbaar is. Ondanks het op grote schaal toepassen van de formule van Pilarczyk is niet bekend welke onveiligheid of juist veiligheid er in de formule zit. Beter te zeggen is dat de (on-)veiligheid in de formule van Pilarczyk niet gekwantificeerd is. Het kwantificeren van deze (on-)veiligheid kan inzicht geven in de vraag of een bodemverdediging berekend met de formule van Pilarczyk al dan niet overgedimensioneerd wordt in Nederland.

1.3 Doelstelling

Met deze afstudeeropdracht wordt een bijdrage geleverd aan een groter proces, het verfijnen van de formule van Pilarczyk uit the Rock Manual.

Door dit onderzoek in een groter geheel te plaatsen is dit een van de vele stappen die genomen dienen te worden om te komen tot het antwoord op de vraag:

'Kan er scherper worden gedimensioneerd bij het ontwerpen van bodemverdediging met behulp van formule 5.219 van Pilarczyk uit the Rock Manual?'

Dit onderzoek kent twee doelen:

1. Het projectteam (de afstudeerders Mirko Meijer & Steven ter Reehorst) een stap dichterbij het antwoord brengen of er scherper gedimensioneerd kan worden met de formule van Pilarczyk.
2. Voldoende inhoud en diepgang leveren voor het projectteam om met dit afstudeerwerk het afstuderen te behalen, of te wel het behalen van de benodigde competenties op niveau 3.

1.4 Onderzoeksvragen

Ten behoeve van het onderzoek is in het plan van aanpak de hoofdvraag voor het onderzoek geformuleerd, deze luidt:

‘Wat is de veiligheid of onveiligheid in de berekende benodigde bodemverdediging met formule 5.219 van Pilarczyk uit de Rock Manual vergeleken met de uitkomsten van proeven in de stroomgoot van de HAN?’

Om antwoord te kunnen geven op de hoofdvraag zijn een aantal deelvragen (**DV**) opgesteld. Deze deelvragen zorgen voor het op een gefaseerde manier komen tot een antwoord op de hoofdvraag en zorgen daarmee voor structuur in het onderzoek. Om ook in de deelvragen structuur aan te brengen zijn er voor de deelvragen weer subdeelvragen (**SDV**) opgesteld. Door antwoord te geven op de deel- en subdeelvragen wordt uiteindelijk antwoord gegeven op de geformuleerde hoofdvraag. De beantwoording van alle (sub-)deelvragen vindt plaats in deze scriptie, het meetplan en de literatuurstudie. In Bijlage 4 Verificatie antwoorden (sub-)deelvragen is het overzicht opgenomen waar en hoe de beantwoording van iedere (sub-)deelvraag plaats vindt. De in het plan van aanpak beschreven deel- en subdeelvragen zijn hieronder weergegeven.

DV 1: Welke parameters in de formule van Pilarczyk hebben de meeste invloed op de benodigde steengrootte ter bescherming van de bodem?

- **SDV 1a:** Welke formules uit de Rock Manual worden er gebruikt voor het berekenen van bodemverdediging onder belasting van stroming?
- **SDV 1b:** Voor welke situaties is de formule van Pilarczyk toepasbaar?
- **SDV 1c:** Hoe is de formule van Pilarczyk opgebouwd, welke parameters zijn erin opgenomen en waar staan deze voor?
- **SDV 1d:** Welke standaard waardes worden voor de parameters in de formule van Pilarczyk gebruikt?

DV 2: Met welke proefopstelling en meetmethodiek is, in de stroomgoot van de HAN, formule 5.219 van Pilarczyk te verifiëren?

- **SDV 2a:** Welke capaciteiten, zoals stroomsnelheid en waterdiepte, heeft de stroomgoot van de HAN?
- **SDV 2b:** Welke situaties waar formule 5.219 uit de Rock Manual op van toepassing is gaan geanalyseerd worden middels proeven in de stroomgoot van de HAN?
- **SDV 2c:** Wat dient er gemeten te worden bij de proeven in de stroomgoot van de HAN om de voor SDV 2b beschreven situaties te kunnen analyseren?
- **SDV 2d:** Hoe gaan de in SDV 2c beschreven te meten parameters gemeten en herleidbaar opgeslagen worden voor latere analyse en controle?

DV 3: Hoe verhoudt de met formule 5.219 berekende kritieke stroomsnelheid, voor de situaties gekozen bij SDV 2b, zich ten opzichte van de bij proeven in de stroomgoot gemeten kritieke stroomsnelheid?

- **SDV 3a:** Wat is de met formule 5.219 berekende kritieke stroomsnelheid voor het falen van de bodemverdediging, voor de in SDV 2b gekozen situaties, met een op voorhand gekozen sortering breuksteen?
- **SDV 3b:** Wat is het verschil tussen de in SDV 3a berekende kritieke stroomsnelheid, voor het begin van beweging van de bodemverdediging, en de gemeten kritieke stroomsnelheid uit de proeven in de stroomgoot?
- **SDV 3c:** Welke veiligheid valt er af te leiden tussen de berekende en gemeten kritieke stroomsnelheid bij uitgevoerde proeven in de stroomgoot?
- **SDV 3d:** Wat is de invloed van turbulentie op de in SDV 3c afgeleide veiligheid vergeleken met geen turbulentie gecalculeerd in de berekende kritieke stroomsnelheid?

1.5 Projectgrenzen

De grenzen van het hoofdonderzoek worden gevormd door de in de vorige paragraaf gegeven hoofd-, deel- en subdeelvragen samen met de, in het plan van aanpak beschreven, bijbehorende activiteiten en producten. Het is van belang om tijdens het uitvoeren van het onderzoek te verifiëren of de activiteiten bijdragen aan het beantwoorden van een subdeelvraag, deelvraag of de hoofdvraag. Draagt de activiteit niet bij aan het geven van antwoord op 1 van de (sub)deelvragen, dient er direct mee te worden gestopt.

Dit onderzoek is enkel gericht op het kwantificeren van de veiligheid of onveiligheid in de formule van Pilarczyk voor een bodemverdediging van los gestort granulair materiaal in een vlakke situatie onder belasting van stroming.

Op voorhand zijn in een separaat meetplan, zie Bijlage 2 Meetplan, de te beproeven situaties vastgelegd. Op basis van de uitkomsten van deze proeven is voor iedere situatie een berekening gemaakt ter vergelijking van de gemeten en berekende waarden.

De proeven in de stroomgoot zullen enkel de in het meetplan vooraf beschreven situaties omvatten.

In dit onderzoek is alleen gekeken naar de (in)stabiliteit van de toplaag van de bodemverdediging ten gevolge van belasting door stroming en niet naar overige mogelijkheden tot het falen van een bodemverdediging.

2 Achtergronden

Dit hoofdstuk behandelt de theoretische achtergrond voor wat betreft stabiliteit van de toplaag van los gestorte granulaire bodemverdedigingen en geeft de formule van Pilarczyk weer zoals deze in the Rock Manual (CIRIA, 2007) staat. In paragraaf 2.1 stabiliteit wordt de werking van de stabiliteit van een steentje in de stroming beschreven. Daarnaast wordt ingegaan op de Shieldsparameter en de definitie van het begin van bewegen. De formule van Pilarczyk inclusief de voorgestelde waarden voor de parameters komen vervolgens in paragraaf 2.2 aan bod. Meer theoretische informatie omtrent (in)stabiliteit en de formule van Pilarczyk is te vinden in Bijlage 1 Literatuurstudie.

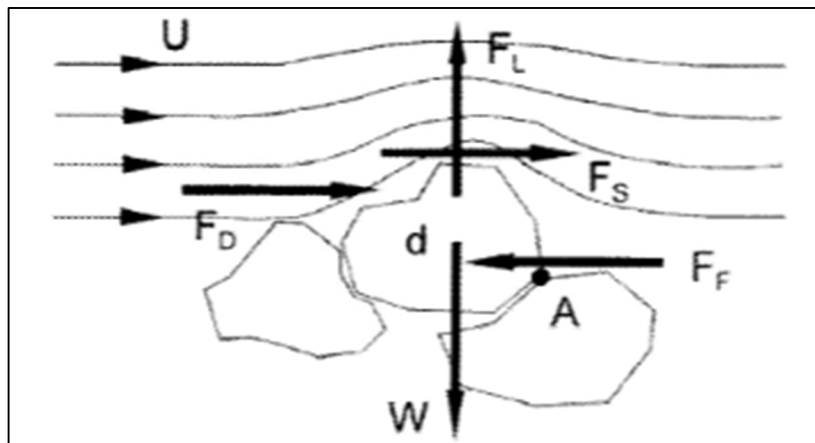
2.1 Stabiliteit

Bij het berekenen van een bodemverdediging heeft de stabiliteit een grote, al dan niet leidende, rol. Omdat stabiliteit een belangrijk onderdeel binnen het dimensioneren van bodemverdedigingen is, wordt het principe van stabiliteit in dit hoofdstuk beschreven. Er wordt hierbij ingegaan op:

- Krachten;
- Shields en het begin van bewegen.

2.1.1 Krachten

Op een steen in de stroming werken verschillende krachten. Wanneer de stabiliserende krachten groter zijn dan de mobiliserende krachten zal de steen niet in beweging komen. Als het evenwicht tussen de verschillende krachten verloren gaat zal het steentje beginnen met bewegen. In *Introduction to Bed, Bank and Shore protection* (Schierreck, 2005) worden de krachten op een steentje geschematiseerd zoals weergegeven in Figuur 1.



Figuur 1: Forces on a grain flow. Bron: (Schierreck, 2005, p. 50).

In figuur 1 zijn de volgende krachten te onderscheiden:

- F_D , trekkracht (drag force) [N]
- F_L , liftkracht (lift force) [kN]
- F_S , schuifkracht (shear force) [kN]
- F_F , wrijvingskracht [kN]
- W ; gewicht van het steentje [kN]

Daarnaast zijn in Figuur 1 de volgende symbolen te zien met de daarbij horende definities:

- U ; stroomsnelheid [m/s]
- d ; diameter steen [m]
- A ; scharnierpunt/ rotatiepunt steen [-]

De krachten die werken op één enkel steentje, F_D , F_L en F_S , kunnen als volgt worden uitgedrukt:

$$\begin{aligned} \text{Trekkraft: } F_D &= \frac{1}{2} * C_D * \rho_w * U^2 * A_D \\ \text{Liftkracht: } F_L &= \frac{1}{2} * C_L * \rho_w * U^2 * A_L \\ \text{Schuifkracht: } F_S &= \frac{1}{2} * C_S * \rho_w * U^2 * A_S \end{aligned} \quad (1)$$

In deze formules staat $C_{D,L,S}$ voor een trek-, lift- en schuifkracht-coëfficiënt. Deze coëfficiënt is, zoals beschreven door Steenstra (2014) en Hoan (2008), afhankelijk van het stromingspatroon ter plaatse van de steen en de methode om de stroomsnelheid u te bepalen (waarbij niet gespecificeerd is welke methodes dit zijn). $A_{D,L,S}$ staat voor het aangrijpende oppervlak en verschilt per steen. Deze oppervlakte verschilt per steen door verschil in positionering en grote/ vorm van de steen.

Omdat alle krachten evenredig zijn met de snelheid in het kwadraat en de oppervlakte van het steentje evenredig is met de diameter in het kwadraat kunnen de formules allemaal als volgt geschreven worden:

$$F \propto \rho_w * u^2 * d^2 \quad (2)$$

Hierin is F de kracht en d de steendiameter.

Wanneer het steentje net wel/ niet begint met bewegen geldt een evenwicht voor zowel verticale en horizontale richting als een momentevenwicht om punt A . O is hierin de arm van de kracht ten opzichte van punt A . Deze evenwichten kunnen ook worden uitgezet in formules, namelijk:

$$\begin{aligned} \sum H = 0: F_{D,S} &= f * W = F_F \\ \sum V = 0: F_L &= W \\ \sum Ma = 0: F_{L,D,S} * O(d) &= W * O(d) \end{aligned} \quad (3)$$

Het onderwatergewicht W van de steen is gelijk aan:

$$W \propto (\rho_s - \rho_w) * g * d^3 \quad (4)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} \rho_s &= \text{dichtheid steen [kg/m}^3\text{]} \\ \rho_w &= \text{dichtheid water [kg/m}^3\text{]} \\ g &= \text{valversnelling = 9,81 [m/s}^2\text{]} \\ d &= \text{steendiameter [m]} \end{aligned}$$

Met deze vergelijking voor het gewicht kan een evenredige vergelijking opgesteld worden:

$$\rho_w * u^2 * d^2 \propto (\rho_s - \rho_w) * g * d^3 \quad (5)$$

Wanneer de stroming een bepaalde snelheid bereikt begint de steen met bewegen. Deze snelheid wordt ook wel de kritieke stroomsnelheid genoemd en wordt uitgedrukt met u_c .

Dit geeft de volgende vereenvoudiging van vergelijking (5):

$$u_c^2 \propto \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) * g * d = \Delta * g * d \rightarrow u_c = \sqrt{\Delta * g * d} \quad (6)$$

Waarin:

- ρ_s = dichtheid steen [kg/m^3]
- ρ_w = dichtheid water [kg/m^3]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s^2]
- d = steendiameter [m]
- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)$ [-]

Alle formules met betrekking tot stabiliteit van granulair materiaal komen neer op deze evenredigheid aldus Schiereck in *Introduction to Bed, Bank and Shore protection* (2005) en Lammers in *Shields in de praktijk* (Lammers, 1997).

2.1.2 Shields

In het jaar 1936 heeft Shields aan de hand van experimenten een vergelijking opgesteld voor het bepalen van het begin van bewegen van een granulair materiaal. Uit deze vergelijking komt de zogenaamde Shieldsparameter Ψ . Deze is gebaseerd op de verhouding tussen de krachten op de steen (shear stress, τ_c) en de stabiliteit, gevormd door het gewicht en vorm van de steen. De kritieke waarde van deze parameter geeft de scheiding tussen beweging en stilstand van granulair materiaal in stroming aan. De Shieldsparameter bestaat uit de relatie tussen de schuifspanning en het Reynoldsgetal. De vergelijking voor de Shieldsparameter is als volgt:

$$\Psi_c = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) * g * d} \quad (7)$$

Waarin:

- Ψ_c = shieldsparameter [-]
- τ_c = schuifspanning [N/m^2]
- ρ_s = dichtheid steen [kg/m^3]
- ρ_w = dichtheid water [kg/m^3]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s^2]
- d = diameter van granulair materiaal (D_{50}) [m]

Zoals beschreven in *Incorporation of the effects of accelerating flow in the design of granular bed protections* (Steenstra, 2014, p. 69) is de vergelijking voor τ_c als volgt:

$$\tau_c = \rho * u_*^2 \quad (8)$$

Door vergelijking 7 in vergelijking 8 te verwerken ontstaat een Shieldsparameter op basis van de schuifsneldheid:

$$\Psi_c = \frac{u_{*c}^2}{\Delta * g * d} \quad (9)$$

De Shieldsparemeter is gebaseerd op de verhouding tussen de schuifspanning en het Reynoldsgetal, gebaseerd op de diameter van de steentjes. Dit Reynoldsgetal is anders dan het normale Reynoldsgetal, welke gebruikt wordt voor het bepalen of een stroming laminair of turbulent is. Dit Reynoldsgetal bepaald of een steentje wel of niet uitsteekt in de turbulente grenslaag of juist in de kleverige sub-laag zit. De vergelijking wijzigt dan ook in:

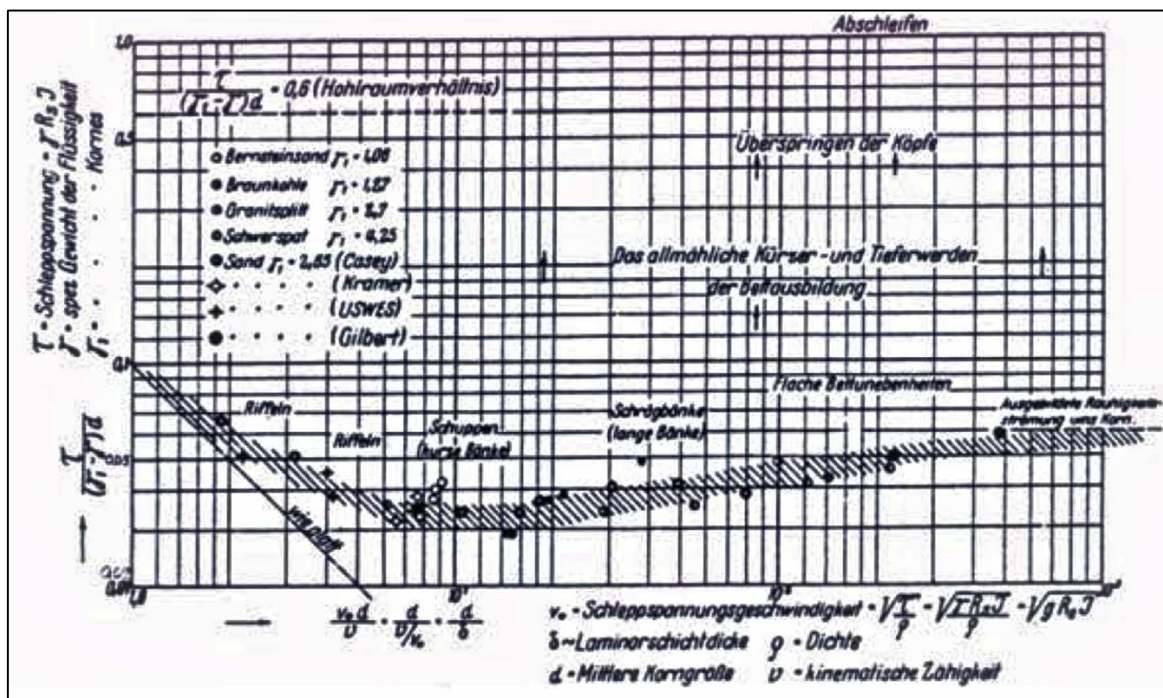
$$\Psi_c = Re_* = \left(\frac{u_{*c} * d}{\nu} \right) \quad (10)$$

Waarin:

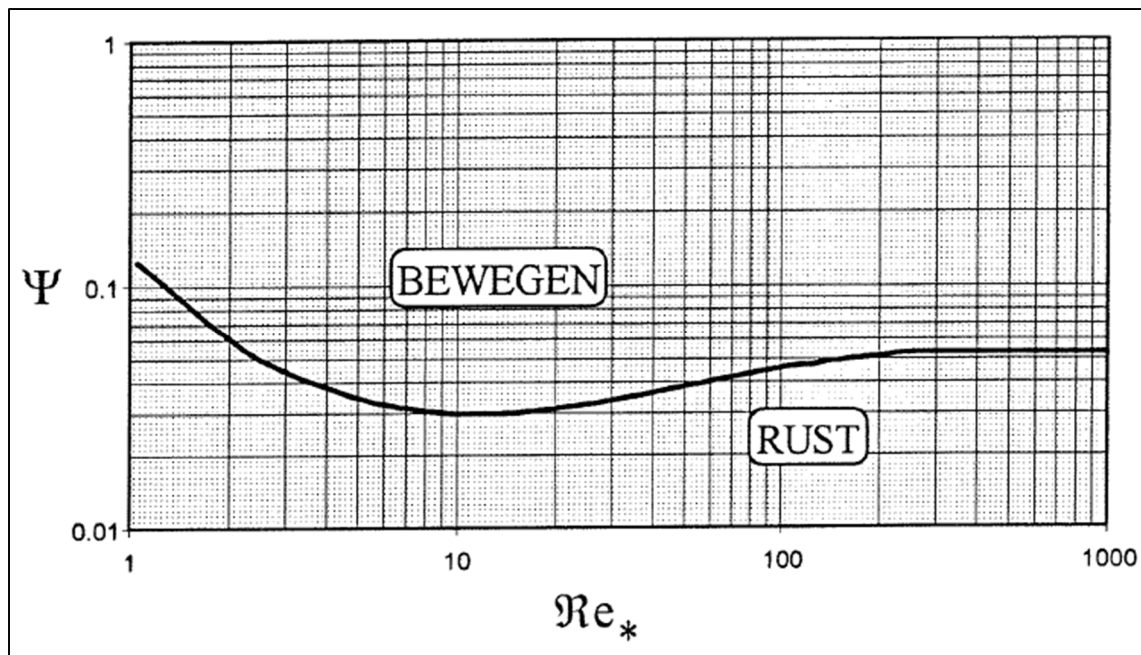
Re_* = Getal van Reynolds voor stroming bij de bodem [-]

ν = kinematische viscositeit [m^2/s]

De uitkomsten van vergelijking (10) zijn door Shields verwerkt tot een diagram. Dit diagram geeft de verhouding tussen de Shieldsparemeter en het Reynoldsgetal en daarmee het begin van bewegen aan. Dit diagram wordt ook wel de Shieldscurve genoemd, Figuur 2.



Figuur 2: Shieldscurve. Bron: (Shields, 1936, p. 11)



Figuur 3: Shields diagram. Bron: (Lammers, 1997, p. 23)

Zoals te zien in Figuur 3 blijft de waarde van de Shieldsparameter bij een hoog Reynoldsgetal (grote gradaties) gelijk. Deze Ψ -waarde is bij een Reynoldsgetal groter dan 500 gelijk aan 0,055. Bij lage Reynoldswaarden (kleine gradaties) vergroot Ψ zich lineair met het Reynoldsgetal. Dit komt door een compensatie van de stroomsnelheid omdat deze niet representatief is voor de viscoze sub laag waarin deze kleine gradaties zich bevinden.

Schiereck schreef daarover het volgende: 'for very low Re_* - numbers (very small grains), Ψ_c increases linearly with Re_*^{-1} compensating for the square of the velocity in equation (3.5) which is no longer valid in the viscous sub-layer.' (Schiereck, 2005, p. 53)

Lammers beschrijft in *Shields in de praktijk* (1997) dat de Shieldscurve op te splitsen is in 3 gebieden, namelijk;

- 1: $Re_* < 2$
- 2: $2 < Re_* < 500$
- 3: $Re_* > 500$

Het eerste gebied geldt voor hele kleine gradaties. Deze gradaties zijn zo klein dat ze zich alleen bevinden in de viskeuze sub-laag ofwel laminaire-laag. Er heerst dan ook een grote stabiliteit en het betreft een hydraulisch gladde bodem.

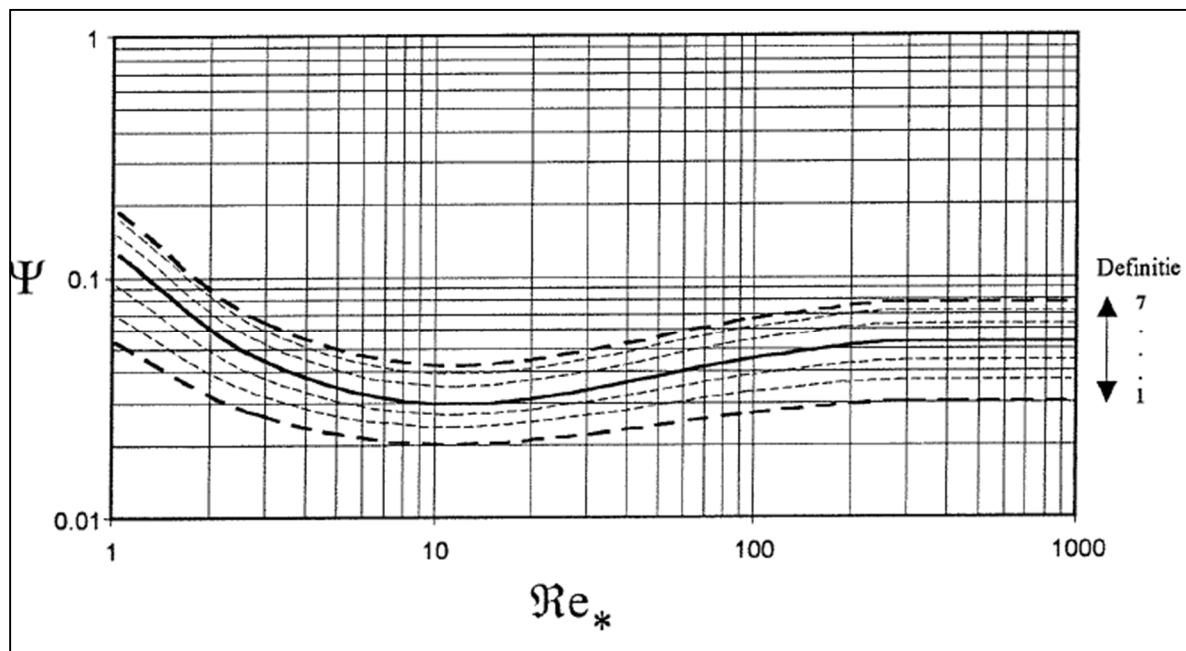
Het tweede gebied betreft een overgang tussen gladde en ruwe wanden. In dit gebied is het materiaal het meest instabiel. Dit komt doordat ze zich net wel of net niet in de viskeuze sub-laag bevinden.

In het derde gebied is de Ψ_c niet meer afhankelijk van stromingscondities op de bodem en blijft daarom gelijk aan 0,055. Deze situatie wordt bereikt bij diameters groter dan 7 mm. Het steentje bevindt zich dan niet meer in de viskeuze sub-laag en er ontstaat turbulentie om het steentje.

2.1.3 Begin van bewegen

De lijn in de Shieldscurve geeft de grens aan voor het begin van bewegen. Bij Ψ_c boven de lijn zijn de steentjes in beweging en onder de lijn zijn deze in rust. In de realiteit is deze grens tussen rust en beweging een stuk minder duidelijk. Zo zijn er verschillende stadia van bewegen en is er geen duidelijke, plotselinge overgang op te maken. In het afstudeerverslag Shields in de praktijk (Lammers, 1997) is de overgang van rust naar doorgaand transport beschreven in zeven stappen. Deze zeven fases, voortkomend uit ontgrondingsonderzoek M 648/M 863 in het Waterloopkundig laboratorium, zijn als volgt gedefinieerd in rapport S-159-I van het waterloopkundig laboratorium (Breusers & Schukking, 1971):

1. Af en toe beweegt er een steentje;
2. Regelmatige verplaatsing van steentjes op enkele locaties;
3. Regelmatige verplaatsing van steentjes op meerdere locaties;
4. Regelmatige verplaatsing van steentjes op veel locaties;
5. Regelmatige verplaatsing van steentjes op alle locaties;
6. Permanente verplaatsing van steentjes op alle locaties;
7. Algemeen transport van steentjes.



Figuur 4: Definities van begin van bewegen. Bron: (Lammers, 1997, p. 24),

Omdat de toplaag van een bodemverdediging vaak maar uit 1 á 2 maal de diameter van de steengradatie bestaat is het verdwijnen van een aantal stenen al ontoelaatbaar. Om deze reden wordt vaak een Ψ_c van 0,035 aangehouden. Deze Ψ_c waarde van 0,035 is ook terug te vinden in *The rock manual* (CIRIA, 2007). Deze waarde van Ψ_c komt overeen met fase 1 zoals beschreven in het document Shields in de praktijk (Lammers, 1997).

2.2 Formule van Pilarczyk

Pilarczyk presenteerde in 1993 een formule voor het berekenen van de benodigde steendiameter voor bodemverdediging (Pilarczyk, 1993). Hierbij heeft hij de Izbash en Shields formule als basis gebruikt en daar factoren en coëfficiënten aan toegevoegd om tot de onderstaande formule te komen:

$$D = \frac{\phi_{sc}}{\Delta} * \frac{0,035}{\psi_{cr}} * k_h * k_{sl}^{-1} * k_t^2 * \frac{U^2}{2 * g} \quad (11)$$

Waarin:

- D = karakteristieke grootte van het beschermende element $D = D_{n50}$ bij breuksteen [m]
- ϕ_{sc} = stabiliteits correctie factor [-]
- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)$ [-]
- ψ_{cr} = mobiliteitsparameter [-]
- k_h = snelheidsprofiel factor [-]
- k_{sl} = helling factor [-]
- k_t = turbulentie factor [-]
- U = dieptegemiddelde stroomsnelheid [m/s]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s²]

Tabel 1 geeft de voorgestelde waardes uit the Rock Manual (CIRIA, 2007, p. 650) voor de parameters in deze formule voor breuksteen. Meer aanvullende informatie over deze formule en zijn achtergronden zijn beschreven in Bijlage 1 Literatuurstudie.

Karakteristieke grootte van het beschermende element, D [m]	Breksteen $D = D_{n50} = 0,84 * D_{50} \text{ (m)}$
Relatieve dichtheid, Δ [-] Waarin ρ_r = dichtheid breuksteen (kg/m ³) en ρ_w = dichtheid water (kg/m ³).	Breksteen: $\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$
Mobiliteitsparameter, ψ_{cr} [-]	Breksteen: $\psi_{cr} = 0,035$
Stabiliteitsfactor, ϕ_{sc} [-]	Blootgestelde randen van breuksteen: $\phi_{sc} = 1,5$ Doorlopende bodemverdediging van breuksteen: $\phi_{sc} = 0,75$
Turbulentie factor, k_t [-]	Normale turbulentie: $k_t^2 = 1,0$ Niet-uniforme stroming, buitenbocht: $k_t^2 = 1,5$ Niet-uniforme stroming, scherpe buitenbocht: $k_t^2 = 2,0$ Niet-uniforme stroming, speciale gevallen: $k_t^2 > 2,0$
Snelheidsprofiel factor, k_h [-] Waarin h = waterdiepte (m) en k_s = ruwheidshoogte (m). $k_s = 1$ á 3 maal D_{n50} voor breuksteen.	Volledig ontwikkeld snelheidsprofiel: $k_h = 2 / (\log^2 \left(1 + \frac{12h}{k_s}\right))$ Bij ondiepe ruwe stroming ($h/D < 5$) kan ongeveer 1 worden aangehouden. Niet volledig ontwikkeld snelheidsprofiel: $k_h = \left(1 + \frac{h}{D}\right)^{-0,2}$
Hellingsfactor k_{sl} [-] Waarin α helingshoek oever (°), ϕ hoek van inwendige wrijving (°). β hellingshoek in lengterichting (°).	$k_{sl} = k_d * k_l$ Waarin $k_d = \left(1 - \left(\frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}\right)\right)^{0,5}$ en $k_l = \sin(\phi - \beta) / (\sin \phi)$.

Tabel 1: Voorgestelde waarden parameters Pilarczyk. Bron: (CIRIA, 2007, p. 650)

3 Proeven

Dit hoofdstuk geeft een beschrijving van het doel van de proeven binnen het afstudeeronderzoek, dit wordt behandeld in paragraaf 3.1. Aansluitend worden de uitgangspunten, van toepassing op het onderzoek, in relatie tot de proeven gegeven in paragraaf 3.2. De inrichting van de stroomgoot inclusief een beschrijving van de capaciteiten is beschreven in paragraaf 3.3. Van het beschikbare granulaire materiaal zijn de eigenschappen vastgelegd, hoe dit is gedaan wordt verduidelijkt in paragraaf 3.4. In paragraaf 3.5 zijn de te beproeven situaties omschreven. De gekozen waarden, voor de verschillende parameters in de formule, waarmee de kritische stroomsnelheid is berekend zijn beschreven en onderbouwd in paragraaf 3.6. Als laatste komt in paragraaf 3.7 de aanpak van de proeven aan bod.

3.1 Doel van de proeven

In het kader van het afstudeeronderzoek *(On-)veiligheid in de formule van Pilarczyk* zijn een aantal proeven in de stroomgoot van de HAN uitgevoerd. Het doel van deze proeven is het verzamelen van data met betrekking tot de kritieke stroomsnelheid voor het begin van bewegen bij bodemverdedigingen van los gestort granulair materiaal in relatie tot formule 5.219 uit the Rock Manual (CIRIA, 2007) van Pilarczyk.

Gekeken is wanneer het begin van bewegen ontstaat en wanneer er regelmatige verplaatsing op meerdere locaties optreedt in een vlakke situatie onder belasting van stroming.

Meer over het begin van bewegen en regelmatige verplaatsing is te vinden in paragraaf 2.1.3 van dit verslag en in Bijlage 1 Literatuurstudie.

De data is verzameld voor een aantal vooraf bepaalde situaties welke nader zijn beschreven in paragraaf 3.5.1 en 3.5.2 van dit document. De gemeten kritieke stroomsnelheid is achteraf vergeleken met de berekende kritieke stroomsnelheid, gebaseerd op de bij de situatie horende waarden van de parameters.

Het hoofddoel van de uit te voeren proeven is het kunnen beantwoorden van de opgestelde onderzoeksvraag voor dit afstudeeronderzoek:

Wat is de veiligheid of onveiligheid in de berekende benodigde bodemverdediging met formule 5.219 van Pilarczyk uit de Rock Manual vergeleken met de uitkomsten van proeven in de stroomgoot van de HAN?

3.2 Uitgangspunten

Zoals in de literatuurstudie beschreven, Bijlage 1 Literatuurstudie, bestaan er verschillende formules voor de dimensionering van een bodemverdediging. In dit onderzoek is enkel de formule van Pilarczyk beschouwd. Tijdens de proeven is gekeken naar de stabiliteit van een bodemverdediging van breuksteen met daarin de volgende uitgangspunten:

- Het bed is vlak (horizontaal);
- Een doorgaande bodemverdediging;
- Dikte van bodemverdediging in de proefopstelling is ca. 2 maal de D_{n50} .

Met het vaststellen van deze uitgangspunten is het verwerken van de data vereenvoudigt. Dit omdat hierdoor bepaalde parameters op een vaste waarde gehouden kunnen worden, wat de impact van de variabele parameters duidelijker inzichtelijk maakt.

Tijdens de proeven is er naar twee verschillende stadia van bewegen gekeken. De stadia van bewegen zoals gedefinieerd in paragraaf 2.1.3 welke zijn beschouwd:

Fase 1: Af en toe beweegt er een steentje.

Fase 3: Regelmatige verplaatsing van steentjes op meerdere locaties.

Bij optreden van eerst fase 1 wordt gemeten waarna de proef wordt vervolgd tot fase 3, dit wordt verder beschreven in paragraaf 3.7.3.

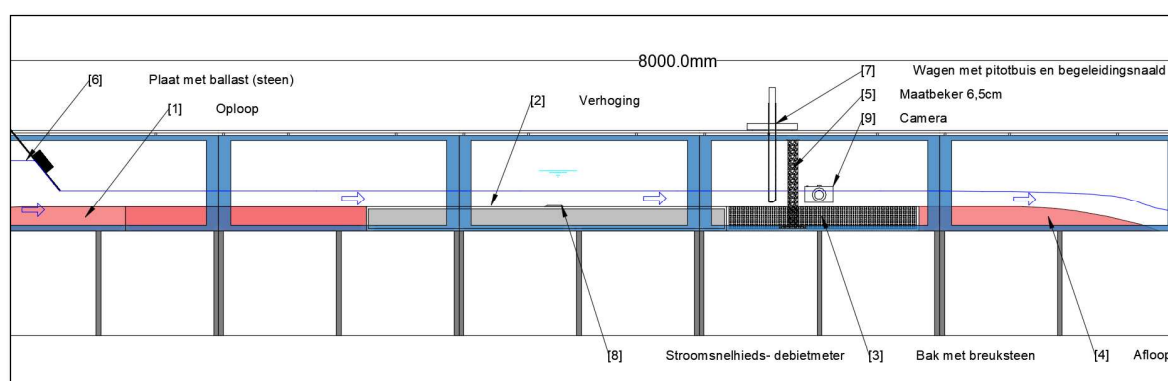
3.3 Inrichting stroomgoot

Voor het uitvoeren van de proeven is gebruik gemaakt van de stroomgoot aanwezig in het waterbouwlaboratorium op de HAN aan de Ruitenberglaan 26 te Arnhem. Deze stroomgoot heeft de capaciteiten zoals weergegeven in Tabel 2. Uitgebreidere informatie met betrekking tot de stroomgoot is te vinden in Bijlage 2 Meetplan.

Capaciteiten stroomgoot HAN	
Beschrijving	Waarde
Waterhoogte maximaal	0,30 m
Stroomsnelheid maximaal	2,00 m/s
Waterdiepte bij maximale stroomsnelheid	ca. 0,15 m
Lengte goot	8,00 m
Breedte stroomgoot	0,30 m
Hoogte stroomgoot	0,40 m

Tabel 2: Capaciteiten stroomgoot HAN.

Voor het uitvoeren van de proeven is de stroomgoot ingericht zoals te zien in Figuur 5, tevens in groter formaat te vinden in Bijlage 2 Meetplan.



Figuur 5: Inrichting stroomgoot.

De inrichting van de stroomgoot, nummers overeenkomend met Figuur 5, is:

- [1] Oploop voor verhogen waterstand.
De oploop zorgt ervoor dat de stroming zonder veroorzaken van overmatige turbulentie over het granulair materiaal in het meetvak [3] stroomt.
- [2] Verlengde verhoging achter oploop tot aan meetvak.
Zodoende kan het snelheidsprofiel zich ontwikkelen over voldoende afstand.
- [3] Meetvak met te beproeven granulair materiaal.
Dit meetvak, Figuur 7, kan intern verhoogd of verlaagd worden met losse platen. Zodoende is het mogelijk een laag van 2 a 3 maal D_{n50} aan te brengen en verschillende gradaties toe te passen. De bovenzijde van de aangebrachte laag komt hiermee nagenoeg gelijk te liggen met bovenzijde oploop.
- [4] Afloop voor geleidelijke overgang van bovenzijde meetvak naar bodem stroomgoot.
Dit voorkomt het eventueel ontstaan van een neer en overmatige turbulentie aan het einde van het meetvak.
- [5] Maatbeker
De situaties met verhoogde turbulentie worden gecreëerd door middel van het plaatsen van een maatbeker, met een diameter van 6,5 centimeter, in het meetvak. Hiermee wordt een brugpijler gesimuleerd en de verhoogde turbulentie verwezenlijkt.

Bovenstaande inrichting van de stroomgoot had tot doel het simuleren van een doorgaande bodemverdediging en het voorkomen van ongewenste overmatige turbulentie.



Figuur 7: Meetvak stroomgoot.



Figuur 6: Plaat met steen.

Aanvullend op de hiervoor beschreven inrichting van de stroomgoot is er ondersteunend materieel toegepast in de proeven, deze zijn op de tekening in Figuur 5 en op groter formaat te vinden in Bijlage 2 Meetplan.

- [6] Plaat met steen voor versmallen verticaal doorstroomd oppervlak.
Voor die gevallen waarbij het niet mogelijk is de stroomsnelheid te vergroten door het dichtzetten van de schuif aan de instroomzijde is deze plaat met steen, Figuur 6. Deze wordt in de goot gehangen en vastgezet aan de rand ter voorkoming van horizontale verplaatsing. De plaat zorgt voor opstuwung van het water aan de instroomzijde van de goot waardoor het water 'schietend' onder de plaat door gaat met als resultaat een hogere stroomsnelheid.
- [7] Pitotbuis type Prandtl.
Met de pitotbuis kan de stijg- en waterhoogte worden gemeten en deze gemeten waardes worden omgerekend naar de stroomsnelheid. Meer informatie over het berekenen van de stroomsnelheid in Bijlage 2 Meetplan.
- [8] Nivus-meter type PCM4.
In het midden van de oploop [1] wordt deze meter geplaatst om de stroomsnelheid, het debiet en de waterdiepte voor het meetvak te meten.
- [9] Camera('s).
Voor het vastleggen van de proeven is 1 camera opgesteld haaks ten opzichte van het meetvak. Door opnames te maken van iedere proef kan later teruggekeken worden indien meetresultaten bijzonderheden vertonen die niet direct verklaarbaar zijn.

Alle metingen zijn uitgevoerd met de meetinstrumenten beschreven in Tabel 3. Voor meer informatie over de werking van de Pitotbuis en de toegepaste formule voor het berekenen van de stroomsnelheid zie Bijlage 2 Meetplan.

Meetinstrumenten	
Wat	Doel
Pitotbuis (type Prandtl)	Metten stijg- en waterhoogte in meetvak Ten behoeve van berekenen stroomsnelheid
Nivus-meter PCM4	Metten van debiet, waterhoogte en stroomsnelheid Voor het meetvak.
Camera(s)	Vastleggen proeven Voor latere verificatie, indien benodigd

Tabel 3: Meetinstrumenten stroomgoot.

3.4 Materiaaleigenschappen

Ten behoeve van het onderzoek is door De Beijer B.V. uit Dodewaard materiaal, basalt, beschikbaar gesteld in 3 gradaties (8-16 mm, 16-22 mm en 16-32 mm). Allereerst is er van deze gradaties een representatief monster genomen, beschreven in Bijlage 2 Meetplan. Op basis van dit monster zijn de eigenschappen bepaald. De berekende dichtheid ρ_{steen} wordt gegeven in paragraaf 3.4.1. Voor het bepalen van de nominale diameter is een zeefkromme opgesteld, paragraaf 3.4.2, en een M_{50} diagram op basis van gewichten gemaakt, paragraaf 3.4.3. De keuze voor de toe te passen nominale diameter D_{n50} per sortering wordt gegeven in paragraaf 3.4.4.

3.4.1 Dichtheid materiaal

De dichtheid van het granulaire materiaal is bepaald zoals beschreven in paragraaf 3.4.2 in Bijlage 2 Meetplan. De dichtheid van het oplosmiddel (m), in dit geval water, is afgelezen uit een tabel met dichtheden van water bij verschillende temperaturen (P.J., 2003) gebaseerd op een gemeten temperatuur van 16 °C. Berekening volgens de formule uit Figuur 8 geeft een dichtheid van 3005,6 kg/m³ voor het toe te passen granulaire materiaal.

$\rho_{materiaal} = \frac{1000 * (s - p)}{v - 1000 * (\frac{r - s}{m})}$		
$\rho_{materiaal}$	Dichtheid	3005,06 kg/m ³
s	Massa pyknometer met materiaal	1097,50 g
p	Massa lege pyknometer	670,05 g
v	Volume pyknometer	1298,60 cm ³
r	massa pyknometer met materiaal & oplosmiddel	2252,70 m
m	Dichtheid oplosmiddel	999,00 kg/m ³

Figuur 8: Berekende dichtheid middels pyknometer.

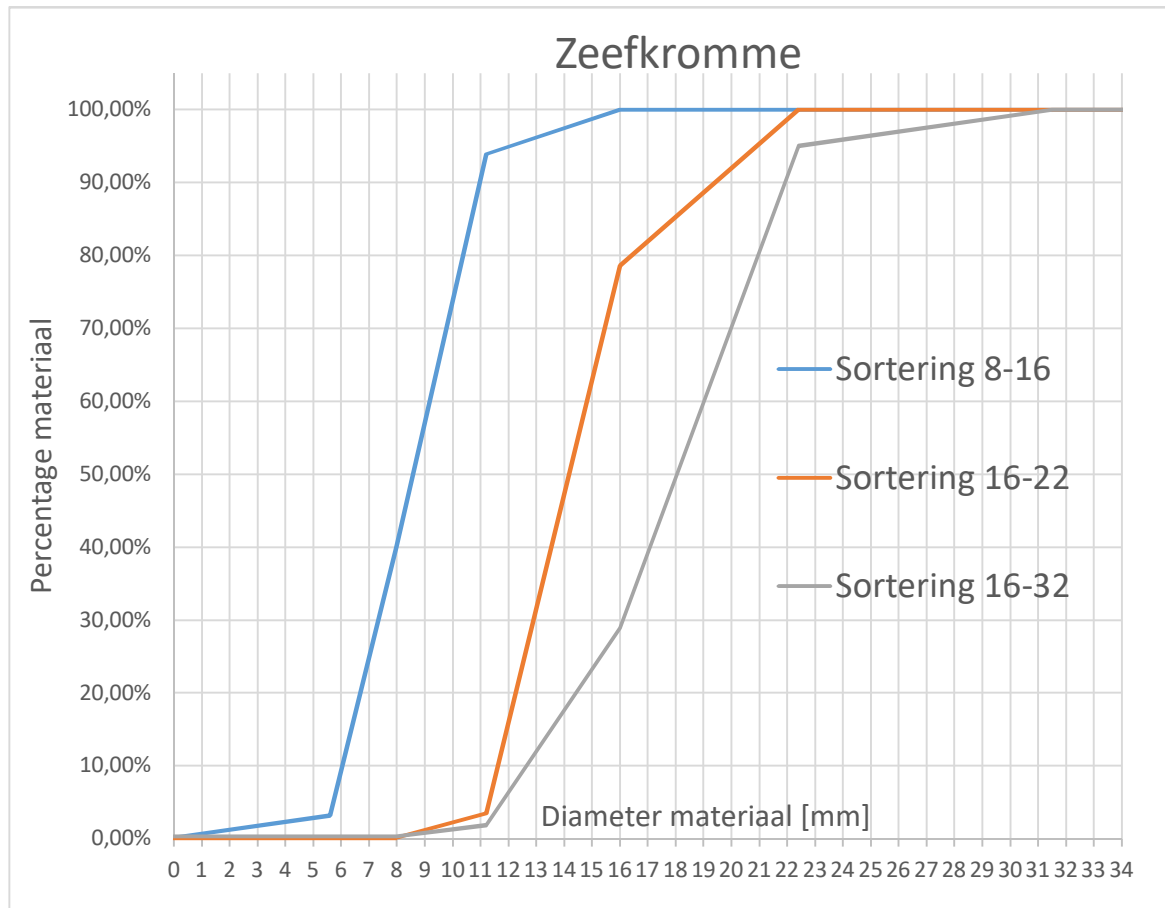
3.4.2 Zeefkromme materiaal

In het meetplan is stapsgewijs beschreven hoe het materiaal te zeven om de zeefkromme tot stand te brengen. Het volgen van dit stappenplan heeft geresulteerd in de gegevens zoals weergegeven in Tabel 4.

sortering 8-16				sortering 16-22				sortering 16-32			
zeefmaat [mm]	Zeefrest [g]	Zeefrest [%]	Cummula tief zeefrest [%]	zeefmaat [mm]	Zeefrest [g]	Zeefrest [%]	Cummula tief zeefrest [%]	zeefmaat [mm]	Zeefrest [g]	Zeefrest [%]	Cummula tief zeefrest [%]
45	0,00	0,00%	100,00%	45	0,00	0,00%	100,00%	45	0,00	0,00%	100,00%
31,5	0,00	0,00%	100,00%	31,5	0,00	0,00%	100,00%	31,5	259,51	4,97%	100,00%
22,4	0,00	0,00%	100,00%	22,4	904,50	21,40%	100,00%	22,4	3456,50	66,16%	95,03%
16	310,44	6,15%	100,00%	16	3177,70	75,19%	78,60%	16	1410,20	26,99%	28,88%
11,2	2712,80	53,73%	93,85%	11,2	139,57	3,30%	3,41%	11,2	81,78	1,57%	1,89%
8	1863,08	36,90%	40,12%	8	2,14	0,05%	0,10%	8	0,00	0,00%	0,32%
5,6	154,47	3,06%	3,23%	5,6	0,00	0,00%	0,05%	5,6	0,00	0,00%	0,32%
0	8,41	0,17%	0,17%	0	2,19	0,05%	0,05%	0	16,71	0,32%	0,32%

Tabel 4: Uitkomsten zeven.

In Figuur 9 de opgestelde zeefkromme voor de 3 sorteringen. Omrekening vanuit de gemaakte zeefkromme per sortering levert de karakteristieke waarden uit Tabel 5: Karakteristieke waarden sortering op basis van zeven.



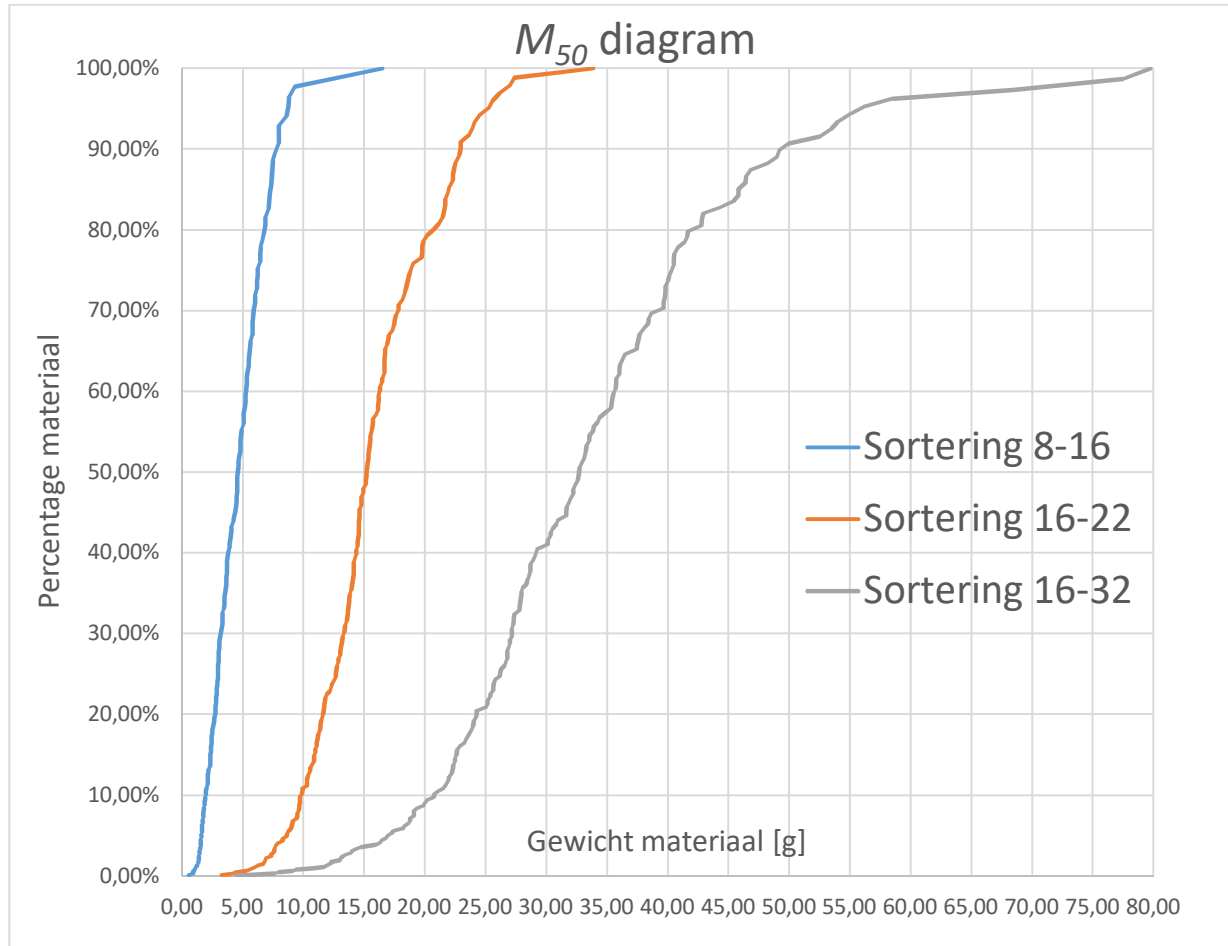
Figuur 9: Zeefkromme 8-16mm, 16-22mm en 16-32mm.

	ρ_{mat} [kg/m ³]	M_{50} [kg]	D_{50} [m]	D_{n50} [m]
sortering 8-16	3005,06	0,001094	0,0085	0,00714
sortering 16-22	3005,06	0,004887	0,0140	0,01176
sortering 16-32	3005,06	0,010045	0,0178	0,01495

Tabel 5: Karakteristieke waarden sortering op basis van zeven.

3.4.3 Wegen materiaal

Ter controle van het zeven is tevens van het representatieve monster op basis van gewicht de M_{50} bepaald van de sorteringen. Dit is gedaan middels het stappenplan zoals beschreven in Bijlage 2 Meetplan en heeft geresulteerd in het M_{50} diagram zoals te zien in Figuur 10.



Figuur 10: M_{50} diagram.

Omrekening vanuit het gemaakte M_{50} diagram levert de karakteristieke waarden uit Tabel 6: Karakteristieke waarden sortering op basis van wegen.

	ρ_{mat} [kg/m ³]	M_{50} [kg]	D_{50} [m]	D_{n50} [m]
sortering 8-16	3005,06	0,0046	0,0137	0,01152
sortering 16-22	3005,06	0,0152	0,0204	0,01717
sortering 16-32	3005,06	0,0326	0,0264	0,02214

Tabel 6: Karakteristieke waarden sortering op basis van wegen.

3.4.4 Keuze D_{n50}

Voor dit onderzoek is gekozen het M_{50} diagram als leidend te beschouwen. Aangezien er een ruime factor 3 zit tussen de M_{50} en ongeveer een factor 1,5 tussen de D_{50} op basis van zeven en wegen, zie Tabel 5: Karakteristieke waardes sortering op basis van zeven. en Tabel 6: Karakteristieke waardes sortering op basis van wegen.

Het bepalen van de M_{50} is in dit geval een nauwkeurigere en representatieve weergave van de sortering, derhalve is gekozen de waardes in Tabel 7 als representatief voor het onderzoek te beschouwen.

	ρ_{mat} [kg/m ³]	M_{50} [kg]	D_{50} [m]	D_{n50} [m]
sortering 8-16	3005,06	0,0046	0,0137	0,01152
sortering 16-22	3005,06	0,0152	0,0204	0,01717
sortering 16-32	3005,06	0,0326	0,0264	0,02214

Tabel 7: Rekenwaardes M_{50} en D_{n50} voor onderzoek.

3.5 Te beproeven situaties

In dit onderzoek zijn 12 situaties meerdere malen beproefd. Deze situaties zijn gevormd door variatie in sortering en turbulentieniveau. Paragraaf 3.5.1 beschrijft de situaties met normale turbulentie en de situaties met verhoogde turbulentie komen aan bod in paragraaf 3.5.2.

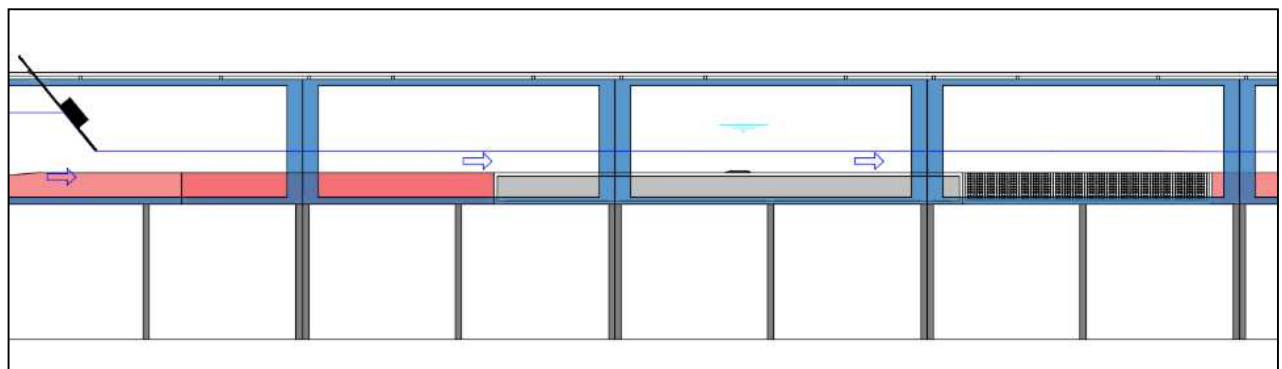
3.5.1 Situaties normale turbulentie

Bij de te beproeven situaties met een normale turbulentie is uitgegaan van een vlakke doorgaande bodemverdediging. Deze normale turbulentie komt overeen met een $k_t^2 = 1$ factor zoals gegeven wordt in the Rock Manual bij de design guidance voor de formule van Pilarczyk (CIRIA, 2007). Een overzicht van de beproefde situaties met normale turbulentie, inclusief welke fase van bewegen vastgelegd is, is weergegeven in Tabel 8.

Situaties normale turbulentie				
Situatie	Gradatie [mm]	Turbulentie niveau	Aantal proeven	Metten fase van bewegen
1A	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	5	1
1B	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	5	3
3A	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	5	1
3B	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	5	3
5A	16-32	Normaal $k_t^2 = 1$	5	1
5B	16-32	Normaal $k_t^2 = 1$	5	3

Tabel 8: Situaties normale turbulentie.

De inrichting van de stroomgoot voor de proeven met normale turbulentie is te zien in Figuur 11.



Figuur 11: Inrichting stroomgoot bij normale turbulentie.

3.5.2 Situaties verhoogde turbulentie

Ook in de beproefde situaties met verhoogde turbulentie is het uitgangspunt een vlakke doorgaande bodemverdediging. De verhoogde turbulentie wordt gecreëerd door het plaatsen van een maatbeker, diameter 6,5 cm, in het meetvak als simulatie van een brugpijler.

Voor de verhoogde turbulentie wordt gerekend met een $k_t^2 = 2$ factor zoals gegeven wordt in the Rock Manual bij de design guidance voor de formule van Pilarczyk (CIRIA, 2007). Een overzicht van de te beproeven situaties met verhoogde turbulentie, inclusief welke fase van bewegen vastgelegd dient te worden, is weergegeven in Tabel 9.

Situaties verhoogde turbulentie				
Situatie	Gradatie [mm]	Turbulentie niveau	Aantal proeven	Metten fase van bewegen
2A	16-22	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	1
2B	16-22	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	3
4A	8-16	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	1
4B	8-16	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	3
6A	16-32	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	1
6B	16-32	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	3

Tabel 9: Situaties verhoogde turbulentie.

De inrichting van de stroomgoot voor de proeven met verhoogde turbulentie is te zien in Figuur 12.



Figuur 12: Inrichting stroomgoot bij verhoogde turbulentie.

3.6 Berekenende kritische stroomsnelheden Pilarczyk

Voor het berekenen van de kritische stroomsnelheden per situatie zijn eerst de toe te passen waarden voor de verschillende parameters in de formule vastgelegd. De keuzes voor de waarden van de parameters zijn gegeven in paragraaf 3.6.1. De berekende kritieke stroomsnelheden per situatie zijn inclusief een voorbeeldberekening gegeven in paragraaf 3.6.2.

3.6.1 Keuze waarde parameters formule van Pilarczyk

Onderstaand volgt een uiteenzetting van de keuzes voor de waarden van de diverse parameters uit de formule.

Nominale diameter D_{n50} [m]

De nominale diameter van de breuksteen verschilt per situatie. De waarden voor de D_{n50} per situatie zijn aangehouden zoals beschreven in paragraaf 3.4.4 en weergegeven in Tabel 10.

	Situatie 1	Situatie 2	Situatie 3	Situatie 4	Situatie 5	Situatie 6
Gradatie materiaal	16-22 mm	16-22 mm	8-16 mm	8-16 mm	16-32 mm	16-32 mm
D_{n50}	0,01717 m	0,01717 m	0,01152 m	0,01152 m	0,02214 m	0,02214 m

Tabel 10: Nominale diameter per situatie.

Relatieve dichtheid Δ [-]

De relatieve dichtheid voor het granulaire materiaal is vastgelegd op 2,005.

Dit is gedaan middels de volgende formule: $\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1 \rightarrow \frac{3005}{1000} - 1 = 2,005$.

Hiervoor is gebruik gemaakt van de dichtheid voor het granulaire materiaal 3005 kg/m³, zoals beschreven in paragraaf 3.4.1. Voor de dichtheid van het water is 1000 kg/m³ aangenomen omdat er voor de proeven gebruik wordt gemaakt van zoet water.

Mobiliteitsparameter Ψ_{cr}

Voor het begin van bewegen (Fase 1) is de standaard geadviseerde waarde voor Ψ_{cr} van 0,035 gehanteerd, uit *The Rock Manual* (CIRIA, 2007).

In die situaties waar gekeken wordt naar fase 3 van bewegen is voor Ψ_{cr} een waarde aangehouden van 0,055. Deze hogere waarde voor Ψ_{cr} is gebaseerd op *The Rock Manual* (CIRIA, 2007, p. 546) waarin beschreven wordt dat in gevallen waar beperkte beweging is toegestaan gerekend kan worden met een waarde voor Ψ_{cr} tussen de 0,05 en 0,055.

Stabiliteitscorrectiefactor ϕ_{sc}

In *The Rock Manual* (CIRIA, 2007) worden voor deze parameter verschillende waarden gegeven voor verschillende situaties, zie paragraaf 2.2. Gebaseerd op het uitgangspunt voor de proeven, een doorgaande bodemverdediging simuleren, is gekozen voor een waarde van 0,75 voor de stabiliteitsfactor.

Turbulentiefactor K_t

Tijdens de proeven is uitgegaan van 2 soorten turbulentie, normale turbulentie (voor de situaties 1, 3 & 5) en verhoogde turbulentie (voor de situaties 2, 4 & 6).

Gebaseerd op de gegeven waarden in tabel 5.53 in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007, p. 650) voor de turbulentiefactor worden de volgende waarden gehanteerd:

- Normale turbulentie $k_t^2 = 1$.
- Verhoogde turbulentie $k_t^2 = 2$.

Snelheidsprofielfactor k_h

De snelheidsprofielfactor k_h dient als vertaling van de dieptegemiddelde stroomsnelheid naar een kritieke bodemsnelheid, meer informatie over deze factor is opgenomen in Bijlage 1

Literatuurstudie.

Tijdens de proeven zijn de stroomsnelheden onder andere aan de bodem gemeten, zie ook paragraaf 3.7.1 Figuur 13. In samenspraak met de experts van Witteveen+Bos wordt voor deze parameter een waarde van 1,0 gehanteerd en worden de gemeten stroomsnelheden het dichtst bij de bodem (meetpunt 7, 8 en 9) gebruikt in de vergelijking. Door toepassing van de kritieke bodemsnelheid in de formule hoeft de snelheidsprofielfactor niet toegepast te worden.

Hellingfactor k_{sl}

De hellingfactor k_{sl} is binnen de uitgevoerde proeven vastgesteld op 1 aangezien een doorgaande vlakke bodemverdediging is beschouwd.

Gebaseerd op de gegeven formules voor de hellingfactor in Tabel 1 is hiervoor ter verificatie een berekening uitgevoerd waarbij is uitgegaan van:

- Hoek van inwendige wrijving ϕ stenen: 45° . (CIRIA, 2007, p. 550).
- Hellingshoek van de oever α : 0°
- Hellingshoek in lengterichting β : 0°

Berekenen met deze waarden geeft de onderbouwende uitkomst:

$$k_d = \left(1 - \left(\frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi} \right) \right)^{0.5} \rightarrow \left(1 - \left(\frac{\sin^2 0}{\sin^2 45} \right) \right)^{0.5} = 1$$

$$k_l = \frac{\sin(\phi - \beta)}{\sin \phi} \rightarrow \frac{\sin(45 - 0)}{\sin 45} = 1$$

$$k_{sl} = k_d * k_l \rightarrow 1 * 1 = 1 \rightarrow k_{sl} = 1.$$

3.6.2 Berekenende kritieke stroomsnelheden per situatie

Het hanteren van de in de vorige paragraaf beschreven waardes voor de parameters levert de berekende kritische stroomsnelheden per situatie en per fase van bewegen (1 of 3) op zoals in Tabel 11.

Een voorbeeldberekening voor situatie 1A is onderstaand weergegeven.

Invoer:

$$D_{n50} = 0,1717$$

$$\Delta = 2,005$$

$$\Psi_{cr} = 0,035$$

$$\phi_{sc} = 0,75$$

$$k_t = 1,0$$

$$g = 9,81$$

Uitkomst:

$$U = \sqrt{\frac{D * 2g}{\frac{\phi_{sc} * 0,035}{\Delta} * \Psi_{cr} * k_t^2}} = \sqrt{\frac{0,1717 * (2 * 9,81)}{\frac{0,75 * 0,035}{2,005} * 0,035 * 1}} = 0,95 \text{ m/s}$$

Situatie	Kritische stroomsnelheid [m/s]
1A	0,95
1B	1,19
2A	0,67
2B	0,84
3A	0,78
3B	0,97
4A	0,55
4B	0,69
5A	1,08
5B	1,35
6A	0,76
6B	0,96

Tabel 11: Berekenende kritische stroomsnelheden per situatie.

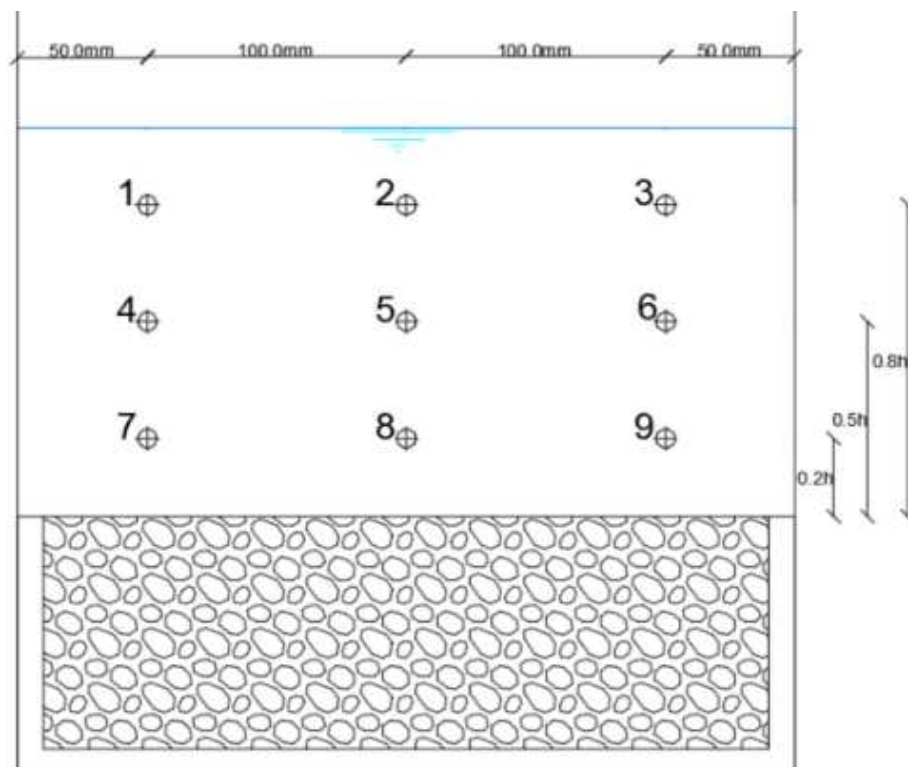
3.7 Aanpak proeven

Deze paragraaf geeft een beschrijving van de uitvoeringswijze van de proeven. Paragraaf 3.7.1 bevat het overzicht van de te meten parameters zoals waterdiepte en stroomsnelheden. De voorbereiding en uitvoering van de proeven is beschreven in paragraaf 3.7.2. Als laatste wordt in paragraaf 3.7.3 verduidelijkt op welke momenten er gemeten wordt per fase van bewegen.

3.7.1 Te meten parameters

Om voldoende data te verzamelen worden tijdens de proeven de volgende metingen verricht:

- Stroomsnelheden boven het meetvak met bodemverdediging(U).
Op verschillende plaatsen wordt de stroomsnelheid gemeten zowel variërend in diepte als in de breedte. Op de volgende dieptes ten opzichte van de bovenzijde van de bodemverdediging in het meetvak wordt gemeten: $0,22h$, $0,5h$ en $0,8h$. In de breedte worden deze metingen gedaan op 50 mm, 150 mm en 250 mm gezien vanaf de linker zijkant van de stroomgoot, Figuur 13.
- Waterdieptes (h) aan het begin, midden en eind van het meetvak.
- Stijghoogtes (H) aan het begin, midden en eind van het meetvak.
- Stroomsnelheid en debiet (U & Q) middels Nivus meter voor het meetvak.



Figuur 13: Meetpunten stroomsnelheid boven meetvak.

3.7.2 Uitvoering proeven

Ter voorbereiding van elke proef is het stappenplan uit het meetplan in Tabel 12 gevolgd.

Stap nr.	Beschrijving	Opmerking
1.	Constructies plaatsen in stroomgoot	Oploop start op 1,6 m na instroom; verhoging, bak en nogmaals een verhoging sluiten hierop aan.
2.	Plaatsen verhoging in meetvak	Plaatsen planken zodat bovenkant laag stenen (ca. 2 a 3x D_{N50}) gelijk is met verhoging.
3.	Aanbrengen granulair materiaal	Breuksteen in bak leggen
4.	Vlak maken van het bed	Met de maatplaat het bed vlak maken. Maatplaat over het bed halen en eventueel steentjes aandrukken/weghalen.

Tabel 12: Stappenplan voorbereiden proef.

De proeven zijn uitgevoerd volgens het stappenplan in Tabel 13.

Stap nr.	Beschrijving	Opmerking
1.	Pomp aanzetten	
2.	Peil geleidelijk verhogen tot de constructies onder water staan.	
3.	Pitotbuis ontluchten	
4.	Plaat laten zakken	Enkel voor situatie 5 en 6!
5.	Stroomsnelheid stapsgewijs verhogen door pomp verder open te draaien tot begin van bewegen ontstaat.	Na verhogen stroomsnelheid 1 minuut wachten. Met begin van bewegen wordt het bewegen van 1 á 2 steentjes bedoelt, dit is het moment van meten.
6.	Stroomsnelheden en debiet aflezen op de stroomsnelheidsmeter.	(1 meting)
7.	Stijghoogte en waterhoogte aflezen van de pitotbuis en invullen op het meetformulier voor alle 9 meetpunten in het midden van het meetvak.	(9 metingen), daarnaast fase van bewegen noteren (1-7).
8.	Waterstand en stijghoogte meten bij begin en einde van het meetvak en invullen op het meetformulier.	(2 metingen)
9.	Stroomsnelheid nogmaals stapsgewijs verhogen tot verplaatsing ontstaat en metingen nogmaals uitvoeren.	Fase van bewegen noteren (1-7).
10.	Einde proef	Eventueel opnieuw opbouwen, zie: voorbereiding proef.

Tabel 13: Stappenplan uitvoeren proef.

3.7.3 Gehanteerde definitie begin van bewegen en verplaatsen

In Tabel 13: Stappenplan uitvoeren proef, zijn twee momenten van meten genoemd. Deze momenten van meten betreffen het moment van eerste bewegen (Fase 1) van de steentjes en verplaatsing van steentjes op meerdere locaties (Fase 3). Omdat deze twee fasen van bewegen verkeerd kunnen worden geïnterpreteerd is hieronder beschreven hoe de beide momenten er in de praktijk uit dienen te zien waarna gemeten wordt.

Initiële begin van bewegen

Het eerste meetmoment in de proeven vindt plaats bij het optreden van fase 1 van het begin van bewegen. Het trillen, ook wel rocking genoemd, en af en toe omhoog komen maar op dezelfde positie blijven betreft beide een fase 1 van bewegen. Bij het optreden van deze gebeurtenissen op minimaal 3 á 4 verschillende locaties wordt de meting uitgevoerd.

Verplaatsen

Na het uitvoeren van de eerste metingen wordt de stroomsnelheid verder verhoogd. De stroomsnelheid wordt verhoogd tot een fase 3 van bewegen optreedt. In de literatuur wordt fase 3 beschreven als: regelmatige verplaatsing van steentjes op meerdere locaties. Tijdens de proeven wordt met de tweede set metingen gestart als minimaal 3 á 4 steentjes op verschillende locaties verplaatsen. Met verplaatsen wordt het veranderen van de locatie van het steentje bedoeld. Denk daarbij aan het omklappen of bijvoorbeeld enkele centimeters verder spoelen van een steentje.

4 Uitvoering proeven

De proeven, zoals weergegeven in Tabel 14, zijn uitgevoerd in de periode van 19 tot en met 27 maart 2018 in het waterbouwlaboratorium van de HAN te Arnhem. Het verloop van de proeven met de wijzigingen ten opzichte van het meetplan zijn beschreven in paragraaf 4.1. De waarnemingen gedaan tijdens deze proeven zijn beschreven in paragraaf 4.2.

Situaties					
Situatie	Gradatie [mm]	Turbulentie niveau	Aantal proeven	Fase 1 van bewegen	Fase 3 van bewegen
1	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	5	1A	1B
2	16-22	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	2A	2B
3	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	5	3A	3B
4	8-16	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	4A	4B
5	16-32	Normaal $k_t^2 = 1$	5	5A	5B
6	16-32	Verhoogd $k_t^2 = 2$	5	6A	6B

Tabel 14: Overzicht beproefde situaties.

4.1 Verloop proeven

De situaties 1 tot en met 4 zijn allen volgens het meetplan verlopen met uitzondering van het meten met de Nivus-meter. Tijdens de metingen van situatie 2,3 en 4 werd er een onvoldoende waterhoogte behaald om de stroomsnelheid en debiet te kunnen meten met de Nivus-meter. Daarnaast veroorzaakte de Nivus-meter een verstoring in het stroombeeld waardoor ervoor gekozen is om de Nivus-meter uit de proefopstelling te halen.

Na het beproeven van de situaties 1 tot en met 4 is doorgegaan met de situaties 5 en 6.

Bij het beproeven van deze situaties werd een probleem geconstateerd. Met de pomp op maximale capaciteit en de schuiven allemaal open kwamen de steentjes niet in beweging.

Een mogelijke oplossing was het dicht draaien van de instroomschuif. Dit gaf echter het probleem dat er een snelle ongecontroleerde overgang ontstond tussen een stroomsnelheid van ca. 1 m/s naar 2 m/s. Dit resulteerde in een snel kapot gaan van de bodemverdediging in het meetvak waarbij meten niet mogelijk was.

Het probleem is opgelost door het plaatsen van een plaat met daarop een steen, Figuur 14. Hiermee is de schuif aan de instroomzijde nagebootst en kon de stroomsnelheid met het debiet van de pomp worden geregeld. Daarmee kon op een gecontroleerde wijze de benodigde stroomsnelheid worden behaald.



Figuur 14: Plaat in stroomgoot

4.2 Waarnemingen

Tijdens de proeven zijn diverse visuele waarnemingen gedaan welke in onderliggende paragrafen worden besproken. De algemene waarnemingen komen aan bod in paragraaf 4.2.1. De geconstateerde zaken voor de situatie met normale turbulentie zijn verwerkt in paragraaf 4.2.2. Als laatste worden in paragraaf 4.2.3 de visuele waarnemingen bij verhoogde turbulentie beschreven.

4.2.1 Algemeen

Bij het in laten stromen van het eerste water is te zien dat een aantal luchtbellen omhoogkomen. Hierdoor bewegen sommigen steentjes iets maar door de zeer lage stroomsnelheid heeft dit verder geen effect. Bij een hogere stroomsnelheid beginnen de eerste steentjes te bewegen. De steentjes begonnen met trillen of werden af en toe iets omhoog gewipt. Deze beweging vindt plaats bij stroomsnelheden welke verschillen per proef en zijn te vinden in hoofdstuk 5 of in Bijlage 3 Meetresultaten. Na het meten van de eerste stroomsnelheden voor fase 1 van bewegen is de stroomsnelheid verder verhoogd. Te zien is dat steentjes welke al in beweging waren harder gaan trillen of 'opwaaien' en er extra steentjes in beweging komen. Op een gegeven moment wordt de stroomsnelheid te hoog en gaan een aantal steentjes verplaatsen. Deze klappen om of worden opgeheven en vallen enkele centimeters verder weer neer of verdwijnen helemaal uit het bed. Dit betreft het tweede moment van meten met een fase 3 van bewegen.

4.2.2 Normale turbulentie

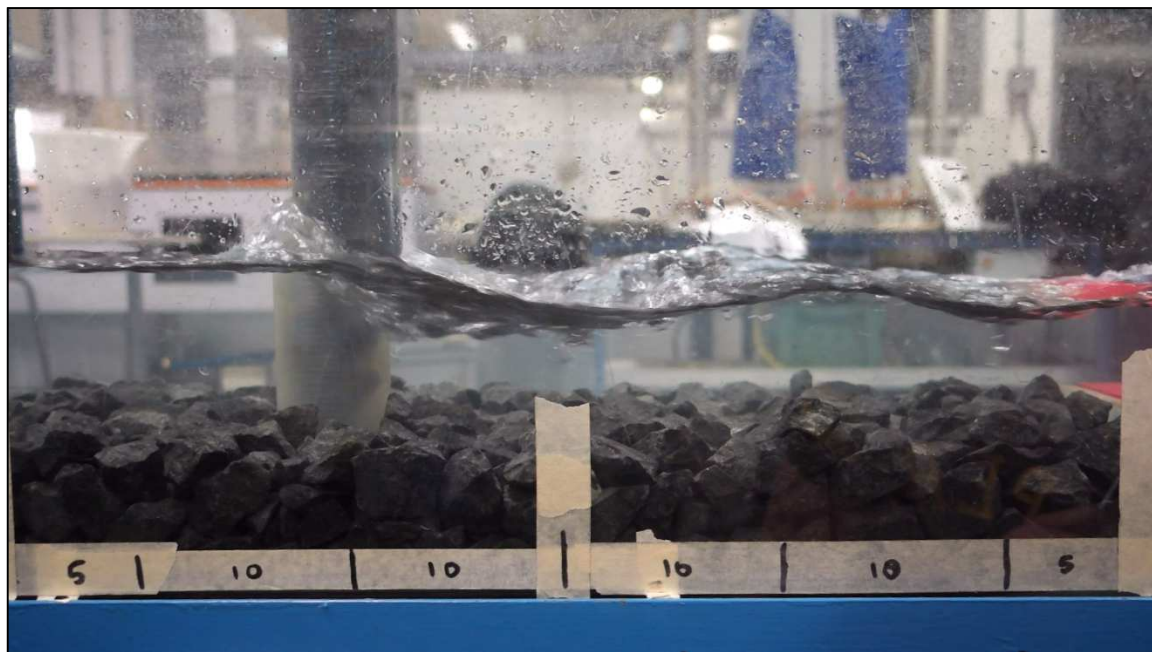
De proeven van situatie 1, 3 en 5 zijn allen uitgevoerd zonder brugpijler simulatie middels maatbeker. Tijdens deze proeven was te zien dat de steentjes welke in beweging komen of verplaatsen op veel verschillende locaties liggen. Over het gehele meetvak wordt beweging waargenomen en niet enkel langs de zijkant of in het midden. Hier dient in de uitwerking van de resultaten rekening mee gehouden te worden.

4.2.3 Verhoogde turbulentie

In situaties 2, 4 en 6 is gebruik gemaakt van een maatbeker ter simulatie van een brugpijler. Het proces van in beweging komen is in deze situaties niet anders dan beschreven in paragraaf 4.2.2. Wel is op te merken dat de maatbeker een flinke verstoring veroorzaakt in het stroombeeld. Het water wordt vóór de maatbeker opgestuwd en direct achter de maatbeker is een waterstandsval te zien. Het water stroomt als het ware in een krul om de maatbeker heen en de twee stromen komen na ca. 10 centimeter achter de maatbeker weer bij elkaar zie Figuur 15. Opvallend is dat de beweging niet zozeer in de directie omgeving van de maatbeker het hevigst is maar juist wat verder ervan af (ca. 15 á 20 centimeter).

Ook wordt er een lagere waterstand behaald. Dit komt mogelijk door de hogere mate van turbulentie waardoor steentjes eerder in beweging komen.

Voor situatie 6 is gebruik gemaakt van een plaat zoals beschreven in paragraaf 4.1. Zoals in de vorige sub paragraaf beschreven bewogen de steentjes ook in de deze proeven op verschillende locaties en niet alleen in het midden of aan de zijkant. Hier dient in de uitwerking van de resultaten rekening mee gehouden te worden.



Figuur 15: Stroombeeld achter maatbeker

5 Analyse

Na het afronden van de proeven is er een heleboel informatie verkregen en gedocumenteerd in het meetformulier. Het volledige meetformulier is vinden in Bijlage 3 Meetresultaten. De verwerking en analyse van al deze resultaten wordt behandeld in dit hoofdstuk. De gemeten stijghoogtes per proef zijn omgerekend naar stroomsnelheden. De wijze waarop dit gedaan is en de keuze voor een gemiddelde stroomsnelheid aan de bodem is beschreven in paragraaf 5.1. Met de gemeten en berekende stroomsnelheid is een veiligheidsfactor per situatie bepaald. Hoe dit is gedaan en wat de veiligheidsfactor per situatie is wordt behandeld in paragraaf 5.2. De berekende veiligheidsfactoren worden met elkaar vergeleken in paragraaf 5.3. In paragraaf 5.4 wordt gekeken naar de veiligheid afhankelijk van de mate van turbulentie. Als laatste wordt er in paragraaf 5.5 een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd voor de veiligheid in relatie tot de mobiliteitsparameter Ψ_{cr} .

5.1 Gemeten stroomsnelheden

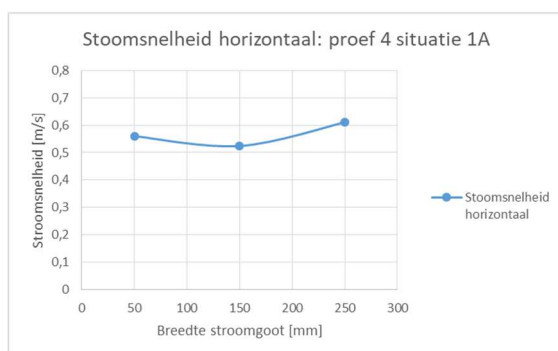
Tijdens de proeven zijn, op twee momenten per proef, metingen verricht. Deze momenten betreffen het begin van bewegen (Fase 1) en bij het regelmatig verplaatsen van meerdere steentjes op meerdere locaties (Fase 3).

Per meting is op 9 punten de stij- en waterhoogte gemeten middels een pitotbuis (zie paragraaf 3.7.1). Deze waarden zijn omgerekend in stroomsnelheden met de formule:

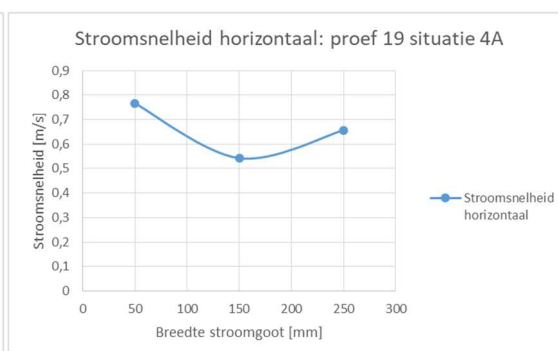
$$v_{meetpunt} = \sqrt{2g * (h_2 - h_1)} \quad (1)$$

Opvallend in de resultaten is dat de stroomsnelheid aan de zijken van het meetvak afwijken van de gemeten waarden in het midden. Als voorbeeld zijn hieronder twee grafieken opgenomen, Figuur 16 en Figuur 17, van proef 4 situatie 1A en proef 19 situatie 4A.

In deze figuren is de verdeling van de stroomsnelheid te zien, horizontaal bekeken op de onderste 3 meetpunten ter plaatse van de bodem.



Figuur 16: Snelheidsprofiel bodem proef 4.



Figuur 17: Snelheidsprofiel bodem proef 19.

In de resultaten (Bijlage 3 Meetresultaten) is te zien dat voor de situaties met normale turbulentie, situatie 1, 3 en 5, er geen duidelijke patroon te vinden is in het verschil in stroomsnelheden aan de bodem.

Uit de resultaten voor situaties met verhoogde turbulentie, 2, 4 en 6, is op te maken dat de stroomsnelheden in het midden van de goot het laagst zijn, zoals te zien in Figuur 17.

De maatbeker, welke de effecten van een brugpijler simuleert, is hiervoor de meest logische verklaring. Deze maatbeker zorgt voor een obstructie in de stroming en daarmee een verlaging van de stroomsnelheid achter de maatbeker.

Tijdens de proeven bewegen en verplaatsen de steentjes op verschillende plaatsen in het meetvak. Het zou onjuist zijn om voor elke meting uit te gaan van de stroomsnelheid in het midden van het meetvak. Dit omdat ook verder naar de zijkant van het meetvak, waar andere stroomsnelheden optreden, steentjes bewegen/verplaatsen. Om het verwerken van de resultaten op een eenduidige en praktische wijze uit te voeren wordt de stroomsnelheid gemiddeld over de breedte. Dit resulteert in een breedte gemiddelde stroomsnelheid welke representatief is voor de stroomsnelheden ter plaatse tussen het midden en de zijkanten van het meetvak. Deze gemiddelden zijn dan ook gebruikt in de vergelijking tussen gemeten en berekende waarden.

Om tot de hierboven genoemde gemiddelde stroomsnelheid te komen worden de stroomsnelheden op de meetpunten 7, 8 en 9 (zie Figuur 13) gemiddeld. Deze meetpunten bevinden zich het dichtst bij de bodem en worden gebruikt voor het vergelijken van de gemeten stroomsnelheden met de berekende stroomsnelheden.

Het complete meetformulier met alle meetwaardes is te vinden in Bijlage 3 Meetresultaten.

5.2 Vergelijking gemeten en berekende stroomsnelheden per situatie

De onderstaande sub paragrafen tonen de vergelijkingen tussen de gemeten en berekende kritische stroomsnelheid per situatie. De meetresultaten, zie Bijlage 3 Meetresultaten, zijn voor iedere situatie (1 t/m 6) apart verwerkt in een sub paragraaf.

Het verschil tussen de berekende en gemeten stroomsnelheid wordt omschreven als een veiligheidsfactor.

De veiligheidsfactor is berekend middels de methode uit onderstaand voorbeeld:

Stel de berekende kritische stroomsnelheid bedraagt 0,40 m/s.

Tijdens proeven is een stroomsnelheid van 0,60 m/s gemeten.

De veiligheidsfactor is de gemeten stroomsnelheid gedeeld door de berekende stroomsnelheid.

In dit geval $0,60 / 0,40 = 1,50$.

Bij een veiligheidsfactor groter dan 1 is de formule van Pilarczyk veilig, de gemeten stroomsnelheid is dan hoger dan de berekende kritische stroomsnelheid. Bij een veiligheidsfactor kleiner dan 1 is de formule van Pilarczyk onveilig.

De veiligheidsfactor per situatie is gebaseerd op het gemiddelde van de gemeten stroomsnelheden aan de bodem tijdens de proeven.

5.2.1 Toepasbaarheid veiligheid

Normaliter wordt in de formules de maatgevende stroomsnelheid benut voor de berekening van de benodigde diameter steen. In dit onderzoek is een veiligheidsfactor bepaald, gebaseerd op de gemeten en berekende stroomsnelheden bij een gegeven steendiameter.

Onderstaand is beschreven hoe de bepaalde veiligheid toegepast kan worden op de formule indien de maatgevende stroomsnelheid bekend is. Dit geeft de relatie tussen de veiligheid op basis van stroomsnelheid en benodigde steendiameter weer.

De veiligheidsfactor, indien deze eensluidend kan worden vastgelegd, kan toegepast worden als correctiefactor op de berekende steendiameter.

Als voorbeeld:

Stel $u_{crit,berekend}$ is 1 m/s en $u_{crit,gemeten}$ is 1,5 m/s dan wordt de veiligheidsfactor 1,5.

Als men nu aanneemt dat $u_{crit,berekend}$ is $u_{maatgevend}$ dan zou de vereenvoudigde berekening er als volgt uit zien:

$$\frac{\Delta D_n}{\text{veiligheidsfactor}} = \frac{u_{maatgevend}^2}{2g}$$

Hiermee kan de bepaalde veiligheidsfactor op basis van de stroomsnelheid worden toegepast, onafhankelijk of deze veilig of onveilig is, op de steendiameter.

Veiligheidsfactoren kleiner dan 1 zorgen voor een vergroting van de benodigde steendiameter en factoren groter dan 1 verkleinen de benodigde diameter.

In formulevorm beschreven: $\frac{D_{n,berekend}}{\text{veiligheidsfactor}} = D_{n;toe\ te\ passen}$

5.2.2 Spreiding in veiligheid

Om de veiligheidsfactor te bepalen is gebruik gemaakt van de gemiddelde gemeten stroomsnelheden aan de bodem. Dit resulteert in een gemiddelde veiligheid per situatie.

Aangezien gebruik is gemaakt van een gemiddelde per situatie zit er een proefafhankelijke spreiding in de resultaten. Hierdoor heeft ook de berekende veiligheid een spreiding, positief en negatief.

Om dit inzichtelijk te maken zijn per situatie de boven- en ondergrenzen van de spreiding (procentueel gezien) uitgezet in Tabel 15.

De spreiding is berekend door per proef te bepalen hoeveel de gemeten stroomsnelheid afwijkt van de gemiddelde stroomsnelheid per situatie. Dit is gedaan met de volgende formule:

$$\left(\frac{U_{\text{gemeten; proefnummer}}}{U_{\text{gemiddeld; situatie}}} \right) - 1 = \text{procentuele spreiding.}$$

Gemeten stroomsnelheden groter dan het gemiddelde geven de positieve spreiding en stroomsnelheden kleiner dan het gemiddelde geven de negatieve spreiding.

Met deze spreiding dient men rekening te houden bij de interpretatie van de berekende veiligheid later in dit document.

De spreiding van alle proeven per situatie is uitgezet in een overzicht welke opgenomen is in Bijlage 5 Spreiding veiligheid per situatie.

Situatie	Sortering [mm]	Turbulentie k_t^2	Spreiding boven- ondergrens	
1A	16-22	1	37%	-23%
1B	16-22	1	23%	-16%
2A	16-22	2	16%	-16%
2B	16-22	2	12%	-9%
3A	8-16	1	12%	-12%
3B	8-16	1	5%	-4%
4A	8-16	2	25%	-25%
4B	8-16	2	15%	-23%
5A	16-32	1	14%	-12%
5B	16-32	1	11%	-14%
6A	16-32	2	12%	-24%
6B	16-32	2	14%	-17%

Tabel 15: Spreiding resultaten per situatie t.o.v. gemiddelde.

5.2.3 Situatie 1

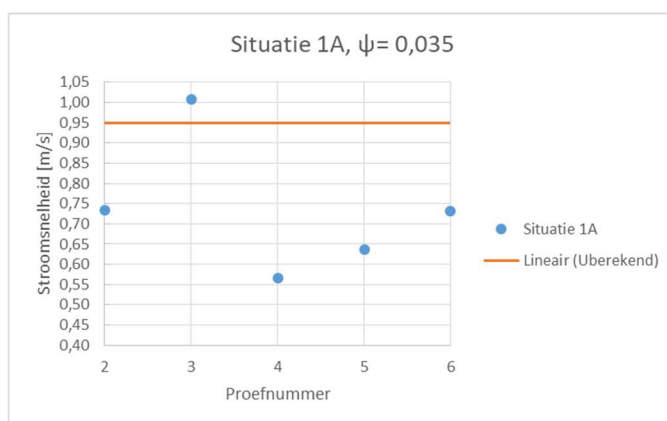
De voor situatie 1 vastgelegde en berekende gemiddelde waarden zijn weergegeven in Tabel 16. Situatie 1A betreft fase 1 van bewegen en situatie 1B staat voor fase 3 van bewegen.

Situatie 1: normale turbulentie, sortering 16-22 mm				
Situatie	Water diepte [m]	Gemeten stroom snelheid [m/s]	Berekende stroom snelheid [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
1A	0,07	0,73	0,95	0,77
1B	0,11	0,89	1,19	0,75

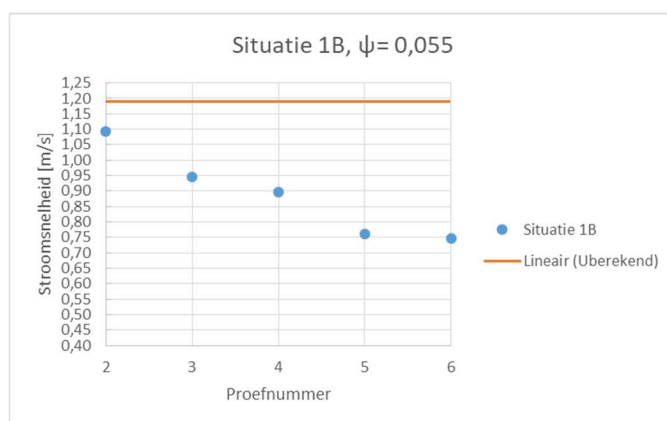
Tabel 16: Gemiddelde waarden situatie 1.

In Figuur 18 is te zien dat voor situatie 1A de gemeten stroomsnelheden lager zijn dan de berekende kritische stroomsnelheden, met uitzondering van proef 3.

Figuur 19 toont situatie 1B waarbij alle gemeten waarden lager zijn dan de berekende stroomsnelheid.



Figuur 18: Resultaten Situatie 1A.



Figuur 19: Resultaten situatie 1B.

Dit laat zien dat de bodemverdediging in situatie 1 eerder bezwijkt dan de berekende waarde. Voor deze situatie en de aangehouden waarden voor de parameters kan gesteld worden dat de formule van Pilarczyk onveilig is.

5.2.4 Situatie 2

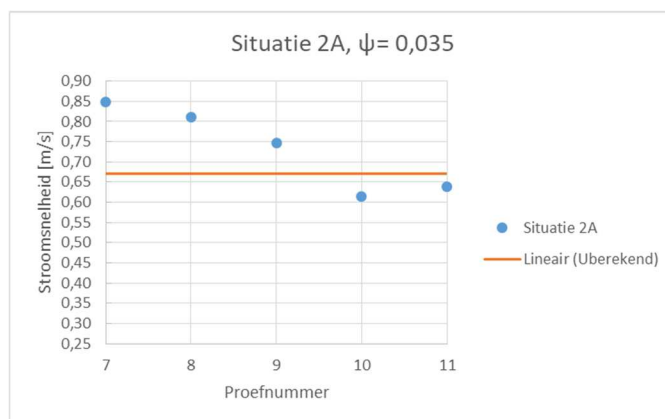
De voor situatie 2 vastgelegde en berekende gemiddelde waarden zijn weergegeven in Tabel 17 .
Situatie 2A betreft fase 1 van bewegen en situatie 2B staat voor fase 3 van bewegen.

Situatie 2: verhoogde turbulentie, sortering 16-22 mm				
Situatie	Water diepte [m]	Gemeten stroom snelheid [m/s]	Berekende stroom snelheid [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
2A	0,068	0,73	0,67	1,09
2B	0,108	0,92	0,84	1,10

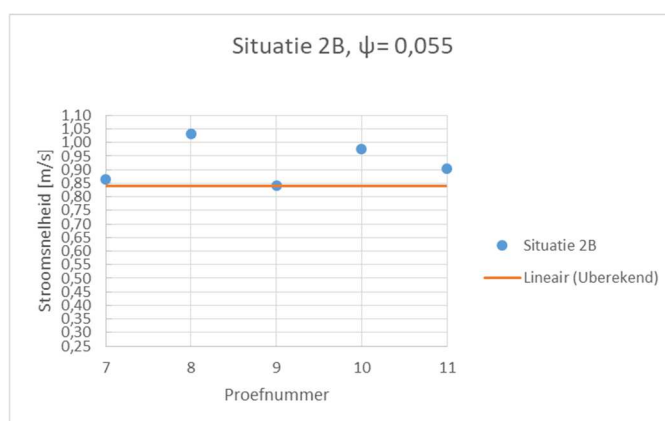
Tabel 17: Gemiddelde waarden situatie 2.

In Figuur 20 is te zien dat voor situatie 2A 60 % van de gemeten stroomsnelheden hoger zijn dan de berekende kritische stroomsnelheden.

Figuur 21 toont situatie 2B. Proef 9 is exact bezweken op de berekende kritische stroomsnelheid, de overige proeven tonen een hogere gemeten dan berekende stroomsnelheid.



Figuur 20: Resultaten situatie 2A.



Figuur 21: Resultaten situatie 2B.

Gemiddeld genomen bezwijkt de bodemverdediging in situatie 2 later dan verwacht gebaseerd op de berekende kritieke stroomsnelheid. De formules van Pilarczyk is in deze situatie gebaseerd op de gemiddelde veiligheidsfactor veilig.

5.2.5 Situatie 3

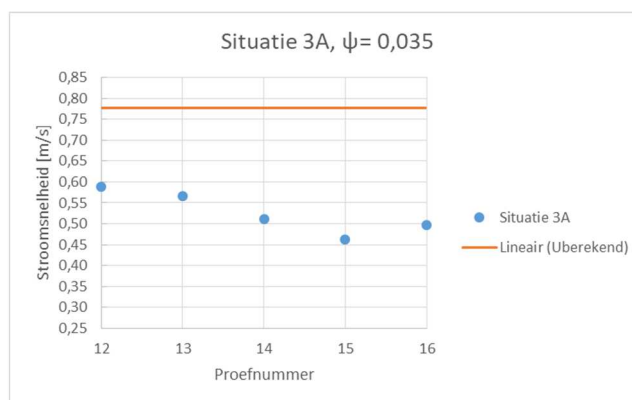
De voor situatie 3 vastgelegde en berekende gemiddelde waarden zijn weergegeven in Tabel 18. Situatie 3A betreft fase 1 van bewegen en situatie 3B staat voor fase 3 van bewegen.

Situatie 3: normale turbulentie, sortering 8-16 mm				
Situatie	Water diepte [m]	Gemeten stroom snelheid [m/s]	Berekende stroom snelheid [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
3A	0,058	0,52	0,78	0,68
3B	0,096	0,76	0,97	0,78

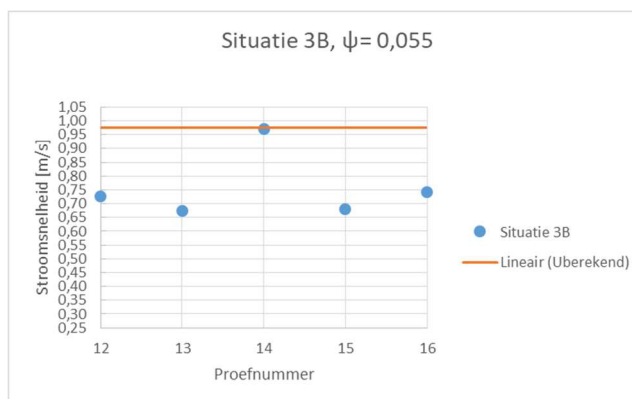
Tabel 18: Gemiddelde waarden situatie 3.

In Figuur 22 is te zien dat voor situatie 3A alle gemeten stroomsnelheden significant lager zijn dan de berekende kritische stroomsnelheden.

Figuur 23 toont situatie 3B. De gemeten stroomsnelheid bij proef 14 is niet in lijn met de andere metingen. Op de opname van de proef is te zien dat na verplaatsing van meerdere steentjes de stroomsnelheid verder wordt verhoogd. Het moment van verhogen had echter het moment van meten moeten zijn. Deze meetwaarde is dan ook niet meegenomen in het berekenen van de veiligheid.



Figuur 22: Resultaten situatie 3A.



Figuur 23: Resultaten situatie 3B.

De formule van Pilarczyk is voor beide fases van bewegen in situatie 3 op basis van de proeven dan ook onveilig.

5.2.6 Situatie 4

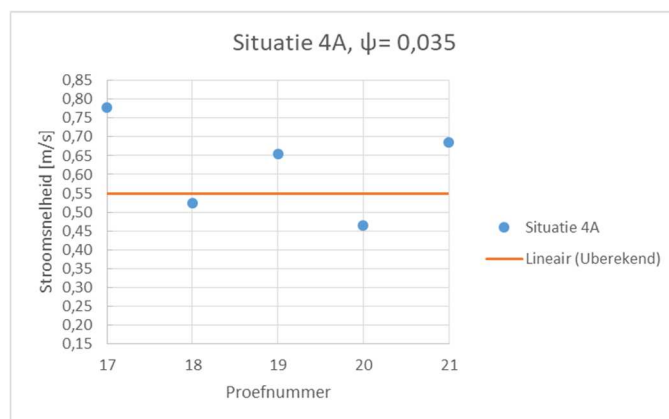
De voor situatie 4 vastgelegde en berekende gemiddelde waarden zijn weergegeven in Tabel 19. Situatie 4A betreft fase 1 van bewegen en situatie 4B staat voor fase 3 van bewegen.

Situatie 4: verhoogde turbulentie, sortering 8-16 mm				
Situatie	Water diepte [m]	Gemeten stroom snelheid [m/s]	Berekende stroom snelheid [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
4A	0,044	0,62	0,55	1,13
4B	0,570	0,79	0,69	1,14

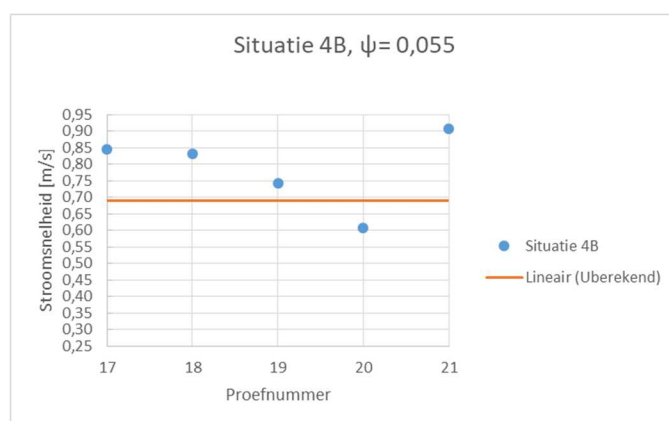
Tabel 19: Gemiddelde waarden situatie 4.

In Figuur 24 is te zien dat voor situatie 4A er bij 3 van de 5 proeven stroomsnelheden gemeten zijn groter dan de berekende kritische stroomsnelheid.

Figuur 25 toont situatie 4B. Alleen proef 20 heeft een gemeten stroomsnelheid lager dan de berekende kritische stroomsnelheid.



Figuur 24: Resultaten situatie 4A.



Figuur 25: Resultaten situatie 4B.

De formule van Pilarczyk behaald in situatie 4 voor beide fases van bewegen een veiligheidsfactor boven de 1,1. Op basis van de proeven is de formule voor situatie 4 dan ook veilig.

5.2.7 Situatie 5

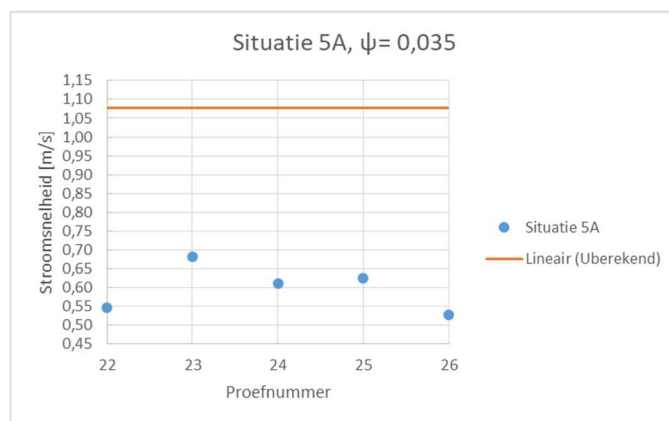
De voor situatie 5 vastgelegde en berekende gemiddelde waarden zijn weergegeven in Tabel 20. Situatie 5A betreft fase 1 van bewegen en situatie 5B staat voor fase 3 van bewegen.

Situatie 5: normale turbulentie, sortering 16-32 mm				
Situatie	Water diepte [m]	Gemeten stroom snelheid [m/s]	Berekende stroom snelheid [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
5A	0,072	0,60	1,08	0,55
5B	0,120	0,97	1,35	0,72

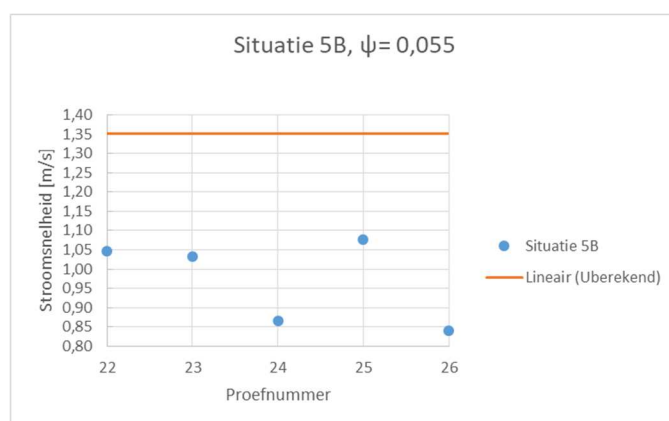
Tabel 20: Gemiddelde waarden situatie 5.

In Figuur 26 is te zien dat voor situatie 5A in alle gevallen de gemeten stroomsnelheden significant kleiner zijn dan de berekende kritische stroomsnelheid.

Figuur 27 toont de gemeten stroomsnelheden voor situatie 5B waarbij proef 24 & 26 de meeste afwijking ten opzichte van de berekende stroomsnelheid vertonen.



Figuur 26: Resultaten situatie 5A.



Figuur 27: Resultaten situatie 5B.

In beide situaties (5A & 5B) begint de bodemverdediging eerder met bewegen dan berekend. De formule van Pilarczyk blijkt dan ook op basis van de aangenomen parameters onveilig voor deze situatie.

5.2.8 Situatie 6

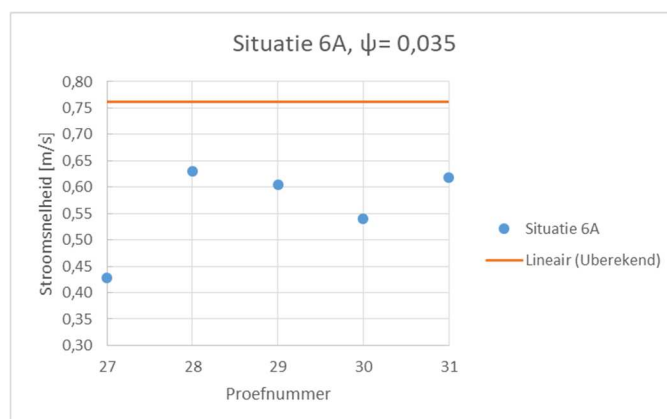
De voor situatie 6 vastgelegde en berekende gemiddelde waarden zijn weergegeven in Tabel 21. Situatie 6A betreft fase 1 van bewegen en situatie 6B staat voor fase 3 van bewegen.

Situatie 6: verhoogde turbulentie, sortering 16-32 mm				
Situatie	Water diepte [m]	Gemeten stroom snelheid [m/s]	Berekende stroom snelheid [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
6A	0,061	0,56	0,76	0,74
6B	0,098	0,87	0,96	0,91

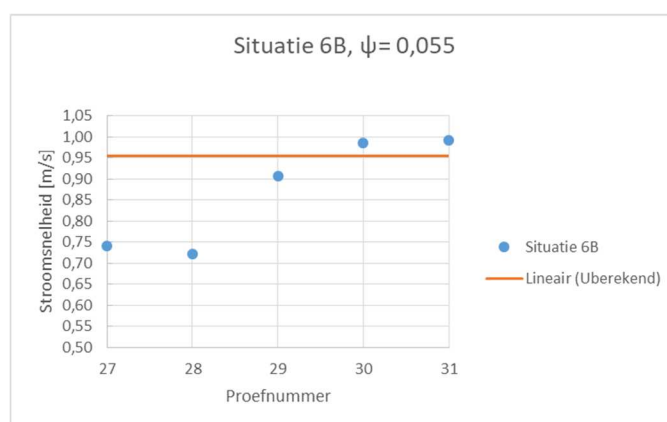
Tabel 21: Gemiddelde waarden situatie 6.

In Figuur 28 is situatie 6A weergegeven. De gemeten snelheid voor proef 27 laat een lichte afwijking zien ten opzichte van de andere meetwaarden. Het bekijken van de filmopname laat niets gekks zien, deze waarde is dan ook meegenomen in de berekening voor het gemiddelde.

Figuur 29 toont de gemeten stroomsnelheden voor situatie 6B. Proef 30 & 31 tonen een stroomsnelheid groter dan de berekende kritische stroomsnelheid. De opnames gaven geen reden om deze snelheden niet mee te nemen voor het gemiddelde.



Figuur 28: Resultaten situatie 6A.



Figuur 29: Resultaten situatie 6B.

Voor situatie 6 kan gesteld worden dat de formule van Pilarczyk op basis van de aangenomen parameters onveilig is.

5.3 Vergelijking veiligheid fase 1 en fase 3 van bewegen

In Tabel 22 is de veiligheid per situatie en fase van bewegen (fase 1 van bewegen & fase 3 van bewegen) onder elkaar gezet. Daarnaast is de factor bepaald tussen de veiligheid van fase 1 en fase 3 om mogelijke vergrotingsfactoren te vinden tussen de veiligheid per situatie en fase van bewegen.

Situatie	Veiligheidsfactor fase 1	Veiligheidsfactor fase 3	Factor tussen fase 1 en fase 3
1	0,77	0,75	0,97
2	1,09	1,10	1,01
3	0,68	0,73	1,07
4	1,13	1,14	1,01
5	0,55	0,72	1,31
6	0,74	0,91	1,23

Tabel 22: Vergelijking fase 1 en 3 van bewegen.

Zoals in Tabel 22 te zien verschilt de veiligheid per fase van bewegen. Ook de factoren tussen fase 1 en fase 3 in de laatste kolom van de tabel laten dit zien. De waardes in deze tabel zijn gebaseerd op de gemiddelde gemeten stroomsnelheden van alle proeven per situatie.

Zo op het eerste gezicht lijken de veiligheidsfactoren tussen fase 1 en 3 van bewegen vrijwel gelijk met elkaar te zijn, met uitzondering van situatie 5 en 6.

Een mogelijke verklaring voor de afwijkende veiligheid bij situatie 5 en 6 kan de verhouding tussen de steendiameter en de waterdiepte zijn. Bij situatie 5 en 6 was er een relatief lage waterstand in verhouding tot de steendiameter, wellicht heeft dit invloed gehad op de resultaten.

Bij het nader analyseren van alle losse metingen per situatie is de gelijkenis in veiligheidsfactor tussen fase 1 en 3 van bewegen niet zichtbaar. Er kan dan ook geen verband worden gelegd tussen het begin van bewegen, fase 1, en verplaatsing op meerdere locaties, fase 3.

Wel kan geconcludeerd worden dat de veiligheid voor fase 3 van bewegen gemiddeld genomen groter is dan voor fase 1 van bewegen.

5.4 Turbulentie

Vanwege de invloed die de turbulentieparameter in de formule heeft, een verzwaring van de belasting, is gekeken naar de veiligheid in relatie tot de turbulentie.

In paragraaf 5.4.1 is gekeken naar verschillen of overeenkomsten tussen de situaties gebaseerd op de waarde van de turbulentiefactor inclusief een eventuele verklaring. Vanwege de invloed van de turbulentie op de veiligheid is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd voor 1 situatie met verschillende waarden voor de turbulentie. Deze analyse wordt beschreven en besproken in paragraaf 5.4.2.

5.4.1 Veiligheid per k_t factor

Naast de vergelijking tussen de gemeten en berekende waarden en de verschillende fasen van bewegen is het interessant om de veiligheid per turbulentiefactor te bekijken. In Tabel 23 zijn de verschillende veiligheidsfactoren te zien per k_t factor.

k_t^2	Gemiddelde veiligheidsfactor fase 1	Gemiddelde veiligheidsfactor fase 3	Gemiddelde veiligheidsfactor fase 1 en 3
1,0	0,67	0,75	0,71
2,0	0,99	1,05	1,02

Tabel 23: Veiligheid per k_t^2 -factor.

Zoals te zien in Tabel 23 lopen de veiligheden per turbulentiefactor aardig uiteen.

Voor een k_t^2 van 1,0 wordt gemiddeld een veiligheidsfactor behaald van 0,71. Waarbij de gemiddelde veiligheidsfactor voor fase 1 van bewegen 0,67 bedraagt en voor fase 3 van bewegen is deze 0,75. Een mogelijke verklaring voor de onveiligheid voor de situaties met een $k_t^2=1,0$ is het onjuist aannemen van de turbulentiefactor.

Een te laag aangenomen turbulentiefactor resulteert in een te hoge berekende kritische stroomsnelheid. Bij het ontwerpen van een bodemverdediging heeft een te laag aangenomen turbulentiefactor als gevolg dat een te kleine sortering breuksteen wordt toegepast dan eigenlijk benodigd is. Het kan zijn dat de turbulentiefactor voor de situaties met normale turbulentie te laag is ingeschat. Dit kan voortkomen uit een te lage waterdiepte in relatie tot de steendiameter en/ of de overgang van de gladde oploop naar het meetvak. Hierdoor kan meer turbulentie zijn ontstaan dan waarmee is gerekend.

Voor de situaties waarbij een k_t^2 van 2,0 is toegepast wordt een gemiddelde veiligheidsfactor van 1,02 behaald. De gemiddelde veiligheidsfactor voor fase 1 bedraagt voor deze situatie 0,99 en voor fase 3 van bewegen is deze 1,05. In de situaties met verhoogde turbulentie is de formule van Pilarczyk relatief veilig gebleken.

In tegenstelling tot de situaties met een k_t^2 van 1,0 kan er gesteld worden dat de turbulentiefactor voor de situaties met een verhoogde mate van turbulentie juist is aangenomen en de formule van Pilarczyk veilig is. Deze k_t^2 waarde van 2 lijkt voor de beproefde situatie met brugpijlersimulatie goed overeen te komen.

Zowel situatie 5 ($k_t^2 = 1$) als situatie 6 ($k_t^2 = 2$) zijn qua veiligheid afwijkend van de overige proeven. Bij de situaties 5 en 6 werd er in eerste instantie een te lage stroomsnelheid behaald. Dit is opgelost door het aanbrengen van een plaat verzaagd met een steen om het verticaal doorstroomd oppervlak te verkleinen. Hierdoor ontstond een snellere, meer schietende, stroming en een lagere waterdiepte. De verminderde waterdiepte in relatie tot de steendiameter kan extra turbulentie hebben veroorzaakt waarmee in de waarde van de turbulentiefactor geen rekening is gehouden. Dit zou verklaren waarom in deze situaties een lagere veiligheidsfactor behaald is, die niet in lijn is met de overige resultaten.

5.4.2 Gevoeligheidsanalyse turbulentiefactor

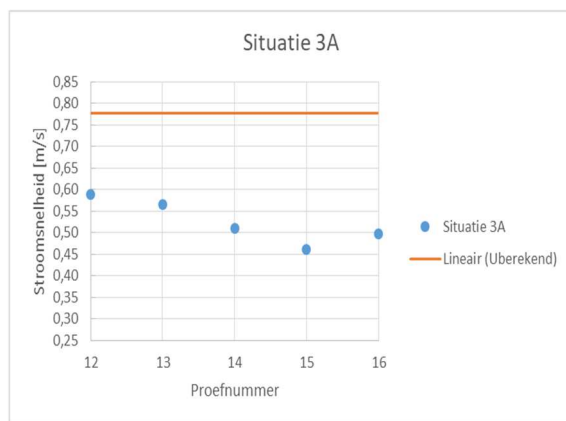
Het is bekend dat het onjuist aannemen van een verkeerde waarde voor de turbulentieparameter grote gevolgen kan hebben voor het ontwerp van een bodemverdediging. Om dit inzichtelijk te maken is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd.

Ter verduidelijking van deze analyse zijn onderstaand een aantal grafieken opgenomen met de uitkomsten voor 3 separate waarden voor de turbulentieparameter ($k_t^2 = 1,00$, $k_t^2 = 1,25$ & $k_t^2 = 1,50$). Voor de grafieken is situatie 3 als uitgangspunt genomen.

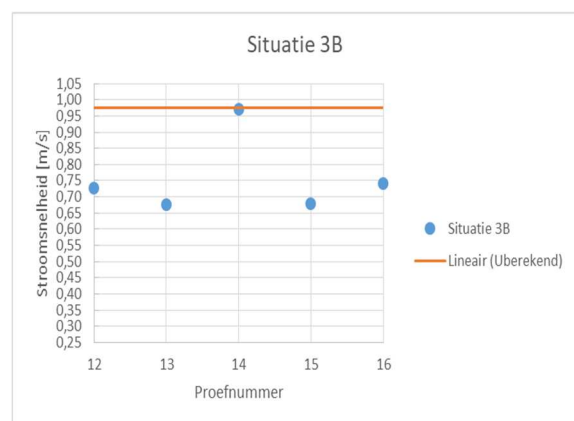
Situatie 3, sortering 8-16 mm, heeft een normale mate van turbulentie ($k_t^2=1,0$) waarbij geen extra verstoringen zijn waargenomen. Aangezien de berekende kritische stroomsnelheid niet overkomt met de gemeten kritische stroomsnelheid is deze situatie gekozen om nader te analyseren.

Onderzocht is welke turbulentiewaarde wel overeen zou komen met de gemeten kritische stroomsnelheid en wat het effect is van het anders aannemen van de turbulentie factor.

$$k_t^2 = 1,0$$

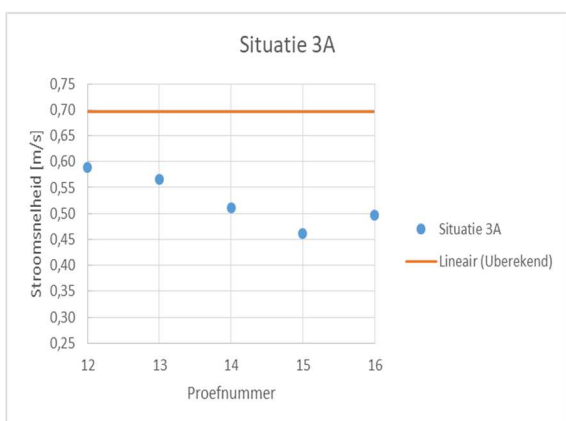


Figuur 30: Resultaten situatie 3A, $k_t^2 = 1,0$.

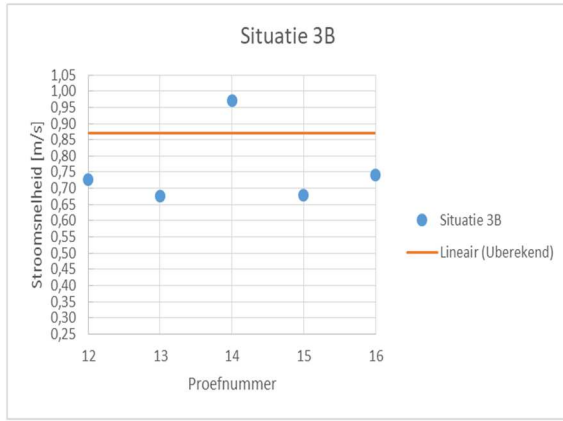


Figuur 31: Resultaten situatie 3B, $k_t^2 = 1,0$.

$$k_t^2 = 1,25$$

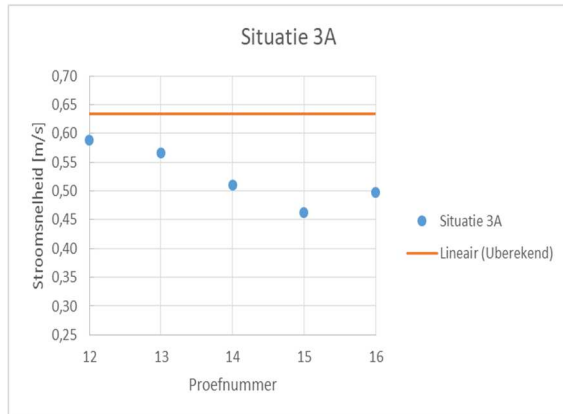


Figuur 33: Resultaten situatie 3A, $k_t^2 = 1,25$.

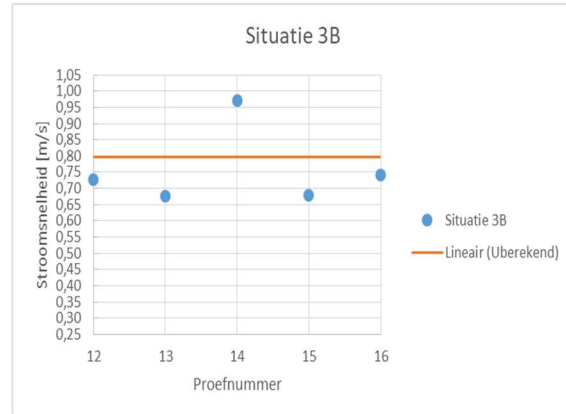


Figuur 32: Resultaten situatie 3B, $k_t^2 = 1,25$.

$$k_t^2 = 1,50$$



Figuur 35: Resultaten situatie 3A, $k_t^2 = 1,5$.



Figuur 34: Resultaten situatie 3B, $k_t^2 = 1,5$.

Voor situatie 3 is doorgerekend, met ongewijzigde waarden voor de overige parameters, welke k_t^2 factor benodigd zou zijn om te komen tot een veiligheid van 1,0.

Deze berekende benodigde k_t^2 waarden zijn:

- Situatie 3A $k_t^2 = 2,0$.
- Situatie 3B $k_t^2 = 1,9$.

Aangezien deze k_t^2 waarden niet representatief zijn voor de beproefde situatie onderbouwt dit de onveiligheid in de formule, gebaseerd op de uitgangspunten en proefresultaten.

Zoals te zien in de figuren 30 tot en met 35 heeft het aanpassen van de turbulentieparameter k_t^2 grote gevolgen voor het al dan niet bezwijken van een bodemverdediging.

Hoe hoger de turbulentieparameter wordt aangenomen hoe lager de kritische stroomsnelheid wordt. Wanneer voor een situatie een te hoge turbulentieparameter wordt aangenomen, bijvoorbeeld $k_t^2 = 1,50$, kunnen de uitkomsten te rooskleurig zijn. In het geval van bovenstaande gekozen k_t^2 zou de formule van Pilarczyk onveilig lijken. Echter wanneer gerekend wordt met een k_t^2 van 1,25 is dit al een stuk minder veilig. De formule van Pilarczyk is daarmee ineens een stuk onveiliger. Dit alles laat zien dat het vaststellen van de parameters in de berekening heel erg belangrijk is. Met name de parameter voor turbulentie kan een berekening veilig of juist onveilig maken. Dit is te verklaren door de positie van deze parameter in de formule. De turbulentiefactor zorgt voor een verzwaring van de belasting, ook beschreven in Bijlage 1 Literatuurstudie en paragraaf 6.2.

De volgende vergelijking waarin een aantal parameters uit de formule van Pilarczyk buiten

beschouwing zijn gelaten maakt dit zeer inzichtelijk: $\Delta D_n = \frac{k_t^2 * U^2}{2g}$

Omdat de turbulentieparameter in zulke grote mate effect heeft op de uitkomst moet men zich afvragen of de voorgestelde waarden in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007) voldoende zijn om deze te specificeren op de heersende situatie. Een waarde van 1,25 voor k_t^2 past in sommige gevallen bijvoorbeeld beter dan 1,0 of 1,5. In dit onderzoek is het specifieker kunnen aannemen van de turbulentieparameter niet onderzocht. Dit is een interessant onderwerp voor een volgend (afstudeer-) onderzoek.

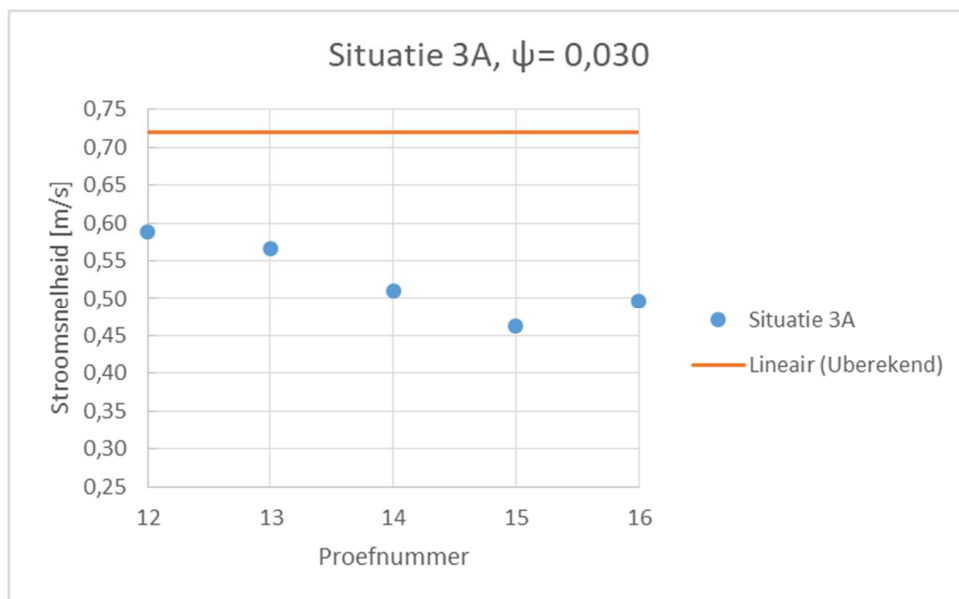
5.5 Gevoeligheidsanalyse mobiliteitsparameter Ψ_{cr}

In de literatuur worden voor de mobiliteitsparameter van Shields, Ψ_{cr} , verschillende waarden gegeven. Deze variëren van 0,030 tot 0,040. In de berekeningen van de kritische stroomsnelheid is voor deze mobiliteitsparameter een waarde van 0,035 aangehouden, voor fase 1 van bewegen, zoals voorgesteld in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007).

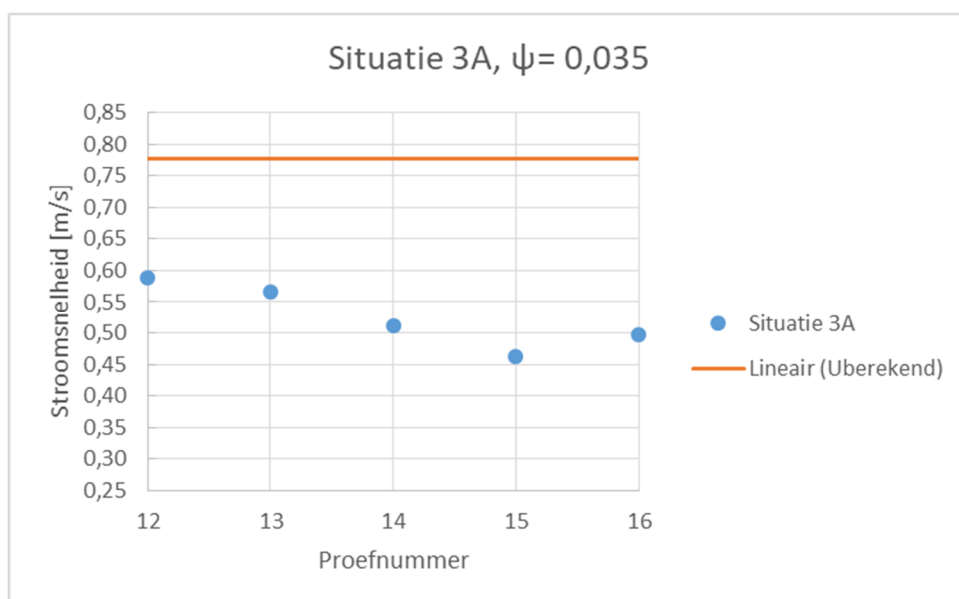
Het aanhouden van een andere waarde voor Ψ_{cr} , bijvoorbeeld 0,032, kan gevolgen hebben voor de veiligheid. Om deze gevolgen en het effect van het anders aannemen van Ψ_{cr} inzichtelijk te maken is situatie 3A nogmaals doorgerekend met andere waarden voor Ψ_{cr} .

Situatie 3A is hiervoor als uitgangspunt genomen omdat hier weinig verstoring is waargenomen.

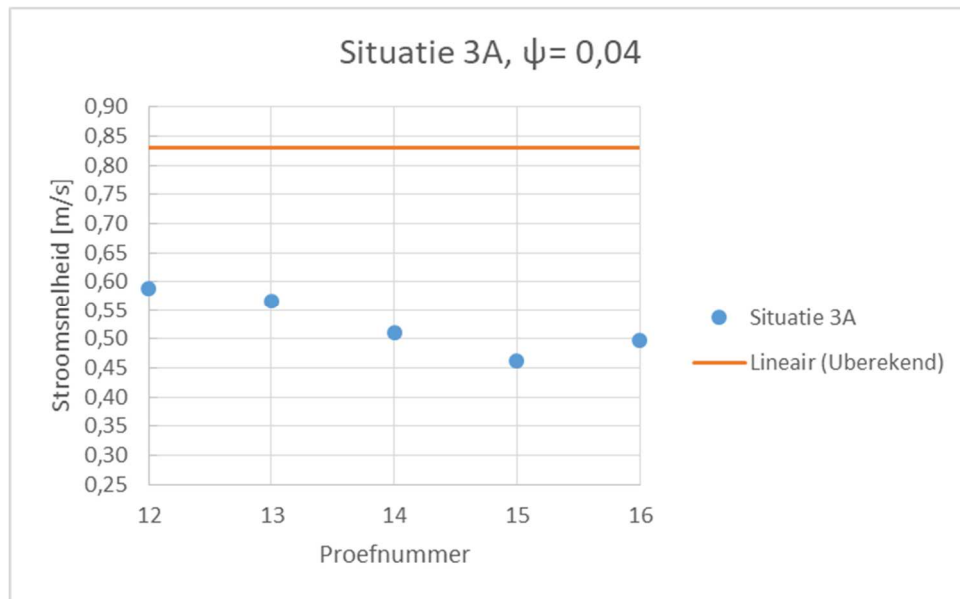
De figuren 36 tot en met 38 tonen het verloop van de berekende kritische stroomsnelheid gebaseerd op andere waardes (namelijk 0,030; 0,035 en 0,040.) voor Ψ_{cr} .



Figuur 36: $\Psi_{cr} = 0,030$. Berekende kritische stroomsnelheid: 0,72 m/s.



Figuur 37: $\Psi_{cr} = 0,035$. Berekende kritische stroomsnelheid: 0,78 m/s.



Figuur 38: $\Psi_{cr} = 0,04$. Berekende kritische stroomsnelheid: 0,83 m/s.

Uit de berekeningen is op te maken dat het lager aanhouden van de mobiliteitsparameter Ψ_{cr} resulteert in een grotere veiligheid en groter aannemen juist de veiligheid verkleind. Dit komt door het verleggen van de waarde voor Ψ_{cr} voor het begin van bewegen.

Zo kan de beweging van een steentje acceptabel zijn waardoor een hogere Ψ_{cr} -waarde acceptabel is, dit is te zien bij $\Psi_{cr} = 0,040$. Wanneer een mindere mate van beweging acceptabel is kan de Ψ_{cr} -waarde lager worden aangenomen, bijvoorbeeld op 0,030.

De veiligheidsgrens voor het begin van bewegen wordt daarmee verlaagd alsmede de kritische stroomsnelheid.

Voor het ontwerpen van een bodemverdediging is het dan ook belangrijk te weten welke mate van beweging acceptabel is. Deze mate van beweging heeft effect op de toe te passen steendiameter en voor dit onderzoek ook op de veiligheid. Men dient zich hiervan bewust te zijn en rekening mee te houden.

6 Conclusie

In dit afstudeerwerk is de volgende hoofdvraag onderzocht:

‘Wat is de veiligheid of onveiligheid in de berekende benodigde bodemverdediging met formule 5.219 van Pilarczyk uit de Rock Manual vergeleken met de uitkomsten van proeven in de stroomgoot van de HAN?’

Hiervoor zijn, in de stroomgoot van de Hogeschool van Arnhem en Nijmegen te Arnhem, 12 situaties meermaals beproefd onder belasting van stroming. Iedere situatie bestaat uit een op voorhand vastgelegde gradatie granulair materiaal met bijbehorend turbulentieniveau. De toegepaste turbulentieniveaus zijn normale turbulentie ($k_t^2=1$) en verhoogde turbulentie ($k_t^2=2$).

In iedere situatie zijn 2 fases van bewegen beschouwd:

- Fase 1 van bewegen. Het begin van bewegen, af en toe beweegt er een steentje.
- Fase 3 van bewegen. Regelmatige verplaatsing van steentjes op enkele locaties.

Op deze geconstateerde momenten van bewegen is de kritieke stroomsnelheid bij de bodem gemeten. De theoretische kritieke stroomsnelheid is berekend op de situatieafhankelijke waarden voor de gehanteerde parameters. Om de (on-)veiligheid in de formule te bepalen is het gemiddelde van de gemeten kritieke bodemsnelheid en de berekende kritieke stroomsnelheid met elkaar vergeleken en vertaald naar een veiligheidsfactor. Een veiligheidsfactor kleiner dan 1 is onveilig en een factor groter dan 1 wordt gezien als veilig. Een overzicht van de resultaten van het onderzoek is weergegeven in Tabel 24.

Resultaten onderzoek						
Situatie	Fase van bewegen	Sortering [mm]	Turbulentie niveau [-]	Stroom snelheid gemeten [m/s]	Stroom snelheid berekend [m/s]	Veiligheid 's factor [-]
1A	1	16-22	$k_t^2 = 1$	0,73	0,95	0,77
1B	3	16-22	$k_t^2 = 1$	0,89	1,19	0,75
2A	1	16-22	$k_t^2 = 2$	0,73	0,67	1,09
2B	3	16-22	$k_t^2 = 2$	0,92	0,84	1,10
3A	1	8-16	$k_t^2 = 1$	0,52	0,78	0,67
3B	3	8-16	$k_t^2 = 1$	0,71	0,97	0,73
4A	1	8-16	$k_t^2 = 2$	0,62	0,55	1,13
4B	3	8-16	$k_t^2 = 2$	0,79	0,69	1,14
5A	1	16-32	$k_t^2 = 1$	0,60	1,08	0,55
5B	3	16-32	$k_t^2 = 1$	0,97	1,35	0,72
6A	1	16-32	$k_t^2 = 2$	0,56	0,76	0,74
6B	3	16-32	$k_t^2 = 2$	0,87	0,96	0,91

Tabel 24: Resultaten onderzoek, gebaseerd op de gemiddelde gemeten kritieke bodemsnelheid.

Gebaseerd op de huidige kennis van het onderzoeksteam en de meetresultaten kan in dit onderzoek de (on-)veiligheid, in formule 5.219 van Pilarczyk uit the Rock Manual, niet worden gekwantificeerd. Deze veiligheid, per situatie en tussen de proeven per situatie, verschilt dermate dat hierdoor een eenduidige kwantificatie van de (on-)veiligheid door het onderzoeksteam niet mogelijk is.

Ondanks dat de (on-)veiligheid niet gekwantificeerd kan worden zijn er een aantal andere zaken gebleken uit de proefresultaten:

- De formule is in situaties met een normale mate van turbulentie ($k_t^2 = 1$) relatief onveilig.
- De formule is in situaties met verhoogde turbulentie ($k_t^2 = 2$) relatief veilig.
- Voor alle situaties, zowel $k_t^2 = 1$ als $k_t^2 = 2$, geldt dat fase 1 van bewegen onveiliger is dan fase 3 van bewegen.

De verschillen in veiligheid tussen normale en verhoogde turbulentie kunnen liggen in het te laag of te hoog aannemen van de turbulentiefactor. Specifiek in de situaties met normale turbulentie ($k_t^2 = 1$) lijkt deze waarde te laag aangenomen. Dit kan voortkomen uit een te lage waterdiepte in relatie tot de steendiameter en/ of de overgang van de gladde oploop naar het meetvak. Hierdoor kan meer turbulentie zijn ontstaan dan waarmee is gerekend.

De gevoeligheidsanalyse voor de turbulentie toont dit aan. Voor situatie 3A wijzigt de veiligheidsfactor van 0,68 naar 0,83 als er een waarde van 1,5 wordt aangehouden voor k_t^2 . Dit laat het belang zien van het correct vaststellen van de parameters voor de berekening

Met name de parameter voor turbulentie kan een berekening veilig of juist onveilig maken. Dit is te verklaren doordat de turbulentiefactor zorgt voor een verzwaring van de belasting. De volgende vergelijking, waarin een aantal parameters uit de formule van Pilarczyk buiten beschouwing zijn gelaten, maakt dit inzichtelijk: $\Delta D_n = \frac{k_t^2 * U^2}{2g}$.

Het is dan ook van cruciaal belang om de juiste waarde voor deze turbulentiefactor aan te nemen. Onjuist aannemen van een waarde voor deze parameter maakt de uitkomst van de formule veiliger of onveiliger. Vanwege de invloed van deze parameter op de (on-)veiligheid kan men zich afvragen of de geadviseerde waarden in the Rock Manual afdoende zijn om deze parameter correct toe te passen op de maatgevende omstandigheden.

In dit onderzoek is het specifiekere kunnen aannemen van de turbulentieparameter niet onderzocht. Dit is een interessant en aan te bevelen onderwerp voor een volgend (afstudeer-) onderzoek.

7 Discussie en aanbevelingen

Tijdens de proeven en het analyseren van de resultaten zijn een aantal kanttekeningen en beperkingen naar voren gekomen, deze worden behandeld in paragraaf 7.1.

De aanbevelingen voor vervolgonderzoek worden gedaan en kort toegelicht in paragraaf 7.2.

7.1 Discussie

In dit onderzoek zijn zes situaties met daarin een bodemverdediging van breuksteen beproefd om de veiligheid in de formule van Pilarczyk te kwantificeren. Deze proeven zijn uitgevoerd in de stroomgoot van de HAN. De initiële verwachting was dat de formule van Pilarczyk veilig was. Deze verwachting is gebaseerd op de verandering in de waardes voor de parameters voortgekomen uit nieuwe ontwikkelingen tussen 1993 en de huidige versie van de formule. Ook het veelvuldig gebruik van de formule van Pilarczyk in de praktijk en de vele validatie deed het onderzoeksteam verwachten dat deze formule veilig was.

Uit de onderzoeksresultaten blijkt echter dat de formule van Pilarczyk niet zo veilig is voor situaties met een normale mate van turbulentie. Voor situaties met een verhoogde mate van turbulentie blijkt de formule gemiddeld genomen wel veilig te zijn. Een mogelijke verklaring voor deze mate van onveiligheid wordt in hoofdstuk vijf al beschreven en kan gezocht worden in de keuze van de turbulentiefactor. Wanneer de turbulentiefactor verkeerd wordt aangenomen kan dit grote gevolgen hebben voor de veiligheid van de formule. Zo kan het zijn dat door de overgang van de gladde vloer van de ophoging in de stroomgoot naar de bodemverdediging of door de instroom van de stroomgoot een grotere mate van turbulentie optreedt dan nu is aangehouden. Daarnaast kan de waarde voor de turbulentiefactor in de situaties met de brugpijler juist te groot zijn waardoor een overmatige veiligheid wordt behaald dan werkelijk aanwezig.

Dit onderzoek laat zien dat het kwantificeren van de veiligheid in de formule van Pilarczyk zeer lastig is. Aangezien de veiligheid in de formule sterk afhankelijk is van de beschouwde situaties en de aangenomen parameters. Op basis van dit onderzoek kan dan ook gekozen worden meer onderzoek te doen naar het beter aannemen van de parameters in de formule, met name de turbulentiefactor.

Er dient rekening gehouden te worden met een aantal beperkingen binnen dit onderzoek. Allereerst is in de proeven gebruik gemaakt van een kleine sortering in plaats van een 'officiële' sortering breuksteen. Van deze sorteringen was geen nominale diameter bekend. Derhalve zit er een onzekerheid in de toegepaste diameter gebaseerd op wegen. Een grotere (officiële) sortering steen geeft mogelijke andere/ veiligere uitkomsten dan een kleine sortering.

Een andere limitatie van dit onderzoek is de stroomgoot. In deze stroomgoot op de HAN kan geen hoge stroomsnelheid worden behaald met een relatief hoge waterstand. Mogelijk dat dit invloed heeft gehad op de uitkomsten.

Ook met de onnauwkeurigheid van het aflezen van de pitotbuis dient rekening te worden gehouden. Tijdens de proeven is een pitotbuis met analoge aflezing gebruikt. Het verkeerd of onnauwkeurig aflezen van deze pitotbuis kan invloed hebben op de uitkomsten.

Tot slot geeft het moment van meten een bepaalde mate van onnauwkeurigheid. Dit omdat elke meting gestart is na visuele waarneming van de beweging behorende bij de fase van bewegen. Het moment van meten is dan ook meer een gevoelskwestie dan een hard criterium waaraan wordt voldaan.

Het advies voor een vervolgonderzoek is dan ook soortgelijke proeven uit te voeren in full scale of in een meer geavanceerd lab waar de mogelijkheid tot nauwkeurigere meting mogelijk is. Dit om te achterhalen of de formule van Pilarczyk wel echt zo onveilig is als in dit onderzoek is gesteld en een groot deel van de beperkingen van dit onderzoek weg te nemen.

Daarnaast is het interessant om te onderzoeken of het mogelijk is de parameter voor de turbulentie meer toe te spitsen op heersende situaties. Uitvoerig onderzoek naar de turbulentiefactor is dan ook nodig.

7.2 Aanbevelingen

Uit het onderzoek is naar voren gekomen dat de turbulentiefactor een grote invloed heeft op de veiligheid van de formule van Pilarczyk. Het juist aannemen van deze parameter is dan ook cruciaal voor een veilige constructie. In *The Rock Manual* (CIRIA, 2007) zijn nu een aantal voorgestelde waarden voor deze turbulentieparameter gegeven waarbij het lastig is te schatten of de gekozen waarde werkelijk correspondeert met de heersende situatie.

Advies is te onderzoeken of deze parameter situatie specifiek aangenomen kan worden en of dit ook loont. Onderzoek naar deze turbulentie factor is dan ook nodig.

Het specifieker aan kunnen nemen van deze turbulentieparameter kan resulteren in het scherper dimensioneren van bodemverdedigingen van granulair materiaal.

8 Figurenlijst

Figuur 1: Forces on a grain flow. Bron: (Schiereck, 2005, p. 50).....	5
Figuur 2: Shieldscurve. Bron: (Shields, 1936, p. 11)	8
Figuur 3: Shields diagram. Bron: (Lammers, 1997, p. 23).....	9
Figuur 4: Definities van begin van bewegen. Bron: (Lammers, 1997, p. 24),	10
Figuur 5: Inrichting stroomgoot.	14
Figuur 7: Meetvak stroomgoot.	15
Figuur 6: Plaat met steen.....	15
Figuur 8: Berekende dichtheid middels pyknometer.....	17
Figuur 9: Zeefkromme 8-16mm, 16-22mm en 16-32mm.....	18
Figuur 10: M ₅₀ diagram.....	19
Figuur 11: Inrichting stroomgoot bij normale turbulentie.	21
Figuur 12: Inrichting stroomgoot bij verhoogde turbulentie.....	22
Figuur 13: Meetpunten stroomsnelheid boven meetvak.....	26
Figuur 14: Plaat in stroomgoot	30
Figuur 15: Stroombeeld achter maatbeker	31
Figuur 16: Snelheidsprofiel bodem proef 4.	33
Figuur 17: Snelheidsprofiel bodem proef 19.	33
Figuur 18: Resultaten Situatie 1A.....	37
Figuur 19: Resultaten situatie 1B.	37
Figuur 20: Resultaten situatie 2A.	38
Figuur 21: Resultaten situatie 2B.	38
Figuur 22: Resultaten situatie 3A.	39
Figuur 23: Resultaten situatie 3B.	39
Figuur 24: Resultaten situatie 4A.	40
Figuur 25: Resultaten situatie 4B.	40
Figuur 26: Resultaten situatie 5A.	41
Figuur 27: Resultaten situatie 5B.	41
Figuur 28: Resultaten situatie 6A.	42
Figuur 29: Resultaten situatie 6B.	42
Figuur 30: Resultaten situatie 3A, $k_t^2 = 1,0$	45
Figuur 31: Resultaten situatie 3B, $k_t^2 = 1,0$	45
Figuur 32: Resultaten situatie 3B, $k_t^2 = 1,25$	45
Figuur 33: Resultaten situatie 3A, $k_t^2 = 1,25$	45
Figuur 34: Resultaten situatie 3B, $k_t^2 = 1,5$	46
Figuur 35: Resultaten situatie 3A, $k_t^2 = 1,5$	46
Figuur 36: $\Psi_{cr} = 0,030$. Berekende kritische stroomsnelheid: 0,72 m/s.....	47
Figuur 37: $\Psi_{cr} = 0,035$. Berekende kritische stroomsnelheid: 0,78 m/s.....	47
Figuur 38: $\Psi_{cr} = 0,04$. Berekende kritische stroomsnelheid: 0,83 m/s.....	48

9 Verwijzingen

- Breusers, i., & Schukking, i. (1971). *Begin van bewegen van bodemmateriaal*. Delft: Waterloopkundig Laboratorium.
- CIRIA, C. C. (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. London: C683, CIRIA.
- Hoan, N. T. (2008). *Stone stability under non-uniform flow*. Ph.D. thesis, Delft University of Technology.
- Jacobs, R. (1986, oktober 13). *De Oosterschelde stroomt met grote snelheid bij opkomend tij langs de pijlers van de stormvloedkering*. Zeeland. Opgeroepen op januari 15, 2018, van <https://beeldbank.rws.nl/MediaObject/Details/34648>
- Lammers, J. C. (1997). *Shields in de praktijk*. Afstudeerverslag, Technische Universiteit Delft.
- May, R., Ackers, J., & Kirby, A. (2002). *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures*. Londen: CIRIA.
- P.J., v. S. (2003). *Handleiding bij het Asfaltonderzoek*. Breukelen: Vereniging tot Bevordering van Werken in Asfalt.
- Pilarczyk, K. W. (1993). Simplified Unification of Stability Formulae for Revetments under Current and Wave Attack. *River, Coastal and Shoreline Protection: Erosion control using riprap and armourstone* (pp. 53-77). Delft: Rijkswaterstaat.
- Schiereck, G. J. (2005). *Introduction to Bed, Bank and shore protection*. New York: Spon Press.
- Shields. (1936). Shieldscurve. *Anwendung der Aehnlichkeitmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Berlijn. Opgeroepen op maart 5, 2018
- Steenstra, R. (2014). *Incorporation of the effects of accelerating flow in the design of granular bed protections*. MSc Thesis, Delft University of Technology.
- waterbouw, B. R. (1991). *handboek uitvoering bodemverdedigingsconstructies van los gestorte granulaire materialen*. Utrecht: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

Bijlagen

Bijlage 1: Literatuurstudie

Bijlage 2: Meetplan

Bijlage 3: Meetresultaten

Bijlage 4: Verificatie antwoorden (sub-)deelvragen

Bijlage 5: Spreiding veiligheid per situatie

Bijlage 1 Literatuurstudie

(On-)veiligheid in formule van Pilarczyk

Literatuurstudie

Datum : mei 2018
Auteurs : Mirko Meijer & Steven ter Reehorst
Onderwijsinstelling : Hogeschool van Arnhem en Nijmegen – Built environment
Opleiding : Civiele Techniek



Colofon

Auteurs

Mirko Meijer
(Student Civiele Techniek, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen)

Steven ter Reehorst
(Student Civiele Techniek, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen)

In opdracht van

Advies- ingenieurbureau Witteveen+Bos
ing. J (Jeroen) Roerade
Ir. R (Ruben) Peters

Begeleiding

Hogeschool van Arnhem en Nijmegen
ing. H (Hans) uit het Broek
Ir. T (Thomas) Beuker

Uitgave

Arnhem, mei 2018
Omslag: (Jacobs, 1986)

Document informatie

Titel document: (On-)veiligheid in formules van Pilarczyk
Ondertitel: Literatuurstudie
Domein: Waterbouw, bodemverdediging, Breuksteen, Pilarczyk.

Opdrachtgever: Advies- ingenieursbureau Witteveen+Bos
Onderwijsinstelling: Hogeschool van Arnhem en Nijmegen

Status: Definitief
Datum: mei 2018
Classificatie: Openbaar

Document acceptatie

<i>Versie</i>	<i>Status</i>	<i>Datum</i>	<i>Opsteller</i>	<i>Opsteller</i>	<i>Acceptant</i>	<i>Acceptant</i>
V1.0	Definitief	05-2018	M. Meijer	S. ter Reehorst	H. uit het Broek	T. Beuker
			(Paraaf)	(Paraaf)	(Paraaf)	(Paraaf)
			(Datum)	(Datum)	(Datum)	(Datum)

Versie beheer

<i>Versie</i>	<i>Datum</i>	<i>Gewijzigde onderdelen</i>	<i>Omschrijving wijzigingen</i>

Inhoud

1	Inleiding.....	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Leeswijzer	1
2	Bodemverdediging algemeen.....	3
2.1	Wat is bodemverdediging.....	3
2.2	Waarom bodemverdediging.....	4
2.3	Belastingen bodemverdediging	6
2.3.1	Hydraulische belastingen.....	6
2.3.2	Schroefstraalbelasting	7
2.4	Eisen aan bodemverdediging.....	8
2.4.1	Normering en sortering breuksteen	8
2.4.2	Opbouw constructie	11
2.4.3	Stabiliteit en flexibiliteit.....	14
2.4.4	Faalkans en levensduur	15
2.4.5	Onderhoudsfilosofie	15
2.5	Rekenmethodes.....	16
2.6	Soorten bodemverdediging	17
3	Bezwijken bodemverdediging	23
3.1	Bezwijken algemeen.....	23
3.2	Overige mechanismes	24
3.3	Instabiliteit door ontgrondingskuil	24
3.3.1	Zettingsvloeiing	25
3.3.2	Afschuiving	25
3.4	Instabiliteit filterlagen	25
3.4.1	Interne (in)stabiliteit.....	25
3.4.2	Grensvlak (in)stabiliteit.....	26
3.4.3	(On)voldoende waterdoorlatendheid.....	26
3.5	Instabiliteit toplaag.....	26
4	Stabiliteit bodemverdediging van breuksteen.....	29
4.1	Krachten	29
4.2	Shields	31
4.3	Begin van bewegen	34
5	Berekenen van bodemverdediging.....	35
5.1	Escarameia and May.....	36

5.2	Maynard	37
5.3	Pilarczyk.....	38
5.4	Hoffmans & Akkerman	39
5.5	Izbash	40
5.6	Shields	40
5.7	Uitgebreide Shields.....	41
5.8	Vergelijking formules.....	41
6	Formule van Pilarczyk.....	45
6.1	Achtergrond formule	45
6.2	Afleiding ontwerp criteria.....	48
6.3	Toepassing formule	50
6.3.1	Karakteristieke grootte materiaal D_{n50}	51
6.3.2	Relatieve dichtheid Δ	51
6.3.3	Stabiliteit correctie factor ϕ_{sc}	51
6.3.4	Mobiliteitsparameter ψ_{cr}	52
6.3.5	Snelheidsprofielfactor kh	53
6.3.6	Helling factor ksl	56
6.3.7	Turbulentiefactor kt	57
7	Conclusie	61
8	Figuren	62
9	Bibliografie	63

Symbool	Omschrijving	Eenheid
A	Natte oppervlak	$[m^2]$
A	Scharnierpunt /rotatiepunt	$[-]$
A_D	Aangrijpend Oppervlak Trekkracht	$[m^2]$
A_L	Aangrijpend Oppervlak Liftkracht	$[m^2]$
A_S	Aangrijpend Oppervlak Schuifkracht	$[m^2]$
b_u	Breedte uitstroomopening	$[m]$
B_{bod}	Breedte bodemverdediging	$[m]$
c_k	Turbulentie factor (Hoffmans en Akkerman)	$[-]$
c_s	Constructie factor (Hoffmans en Akkerman)	$[-]$
c_T	Turbulentie coëfficiënt	$[-]$
C	Chézy coëfficiënt	$[m^{0.5}/s]$
C_D	Trekkracht coëfficiënt	$[-]$
C_d	Sleepcoëfficiënt	$[-]$
C_F	Schuifkracht coëfficiënt	$[-]$
C_f	Combinatie sleep- en zwaartekracht coëfficiënten	$[-]$
C_L	Liftkracht coëfficiënt	$[-]$
$CS_{....}$	Weerstand tegen breuk	$[-]$
C_{st}	Stabiliteitscoëfficiënt	$[-]$
C_T	Dikte bodemverdediging coëfficiënt	$[-]$
C_v	Stroomsnelheid verdeel factor	$[-]$
d	Hoogte constructie (Hoffmans en Akkerman (?))	$[m]$
d	Diameter	$[m]$
d_{min}	Minimale laagdikte bodemverdediging	$[m]$
D	Karakteristieke grootte	$[m]$
D_{bxx}	Diameter basismateriaal filter door xx percentage overschreden	$[m]$
D_{fxx}	Diameter filtermateriaal door xx percentage overschreden	$[m]$
D_{n50}	Nominale steendiameter door 50% overschreden	$[m]$
D_{50}	Mediaan diameter granulair materiaal	$[m]$
f_g	Gradatiefactor	$[-]$
F	Kracht	$[kN]$
F_D	Trekkracht (drag force)	$[kN]$
F_F	Wrijvingskracht	$[kN]$
F_L	Liftkracht (lift force)	$[kN]$
F_S	Schuifkracht (shear force)	$[kN]$
g	Zwaartekracht-/ valversnelling	$[m/s^2]$
h	Waterdiepte (lokaal)	$[m]$
$h_{oneffen}$	Diepte bodemoneffenheid	$[m]$
i	Verhang (bodem of energielijn)	$[-]$
k_d	Hellingfactor zij invloed	$[-]$
k_h	Snelheidsprofiel factor	$[-]$
k_l	Hellingfactor lengte invloed	$[-]$
k_s	Ruwheidshoogte bodemmateriaal	$[m]$
$k_{s\Delta}$	Ruwheidshoogte bodemoneffenheden	$[m]$
k_{sg}	Ruwheidshoogte extern bodemmateriaal	$[m]$
k_{sl}	Helling factor	$[-]$

Symbool	Omschrijving	Eenheid
k_t	Turbulentie factor	[-]
K	Constructieafhankelijke stabiliteitsfactor Shields	[-]
K_t	Turbulentiefactor Pilarczyk	[-]
L_{bod}	Lengte bodemverdediging	[m]
$L_{oneffen}$	Lengte bodemoneffenheid	[m]
M_{50}	Mediane massa granulair materiaal	[kg]
$M_{de\chi\chi}$	Micro Deval coëfficiënt Weerstand tegen slijtage	[-]
Q	Debiet	[m ³ /s]
r	Turbulentiefactor / Turbulentie intensiteit	[-]
r_b	Radius bocht	[m]
r_0	Turbulentie intensiteit Hoffmans en Akkerman	[-]
R	Hydraulische straal	[m]
Re_*	Getal van Reynolds voor stroming bij de bodem	[-]
S_f	Veiligheidsfactor	[-]
u_*	Schuifspanning snelheid	[m/s]
u_b	Stroomsnelheid op 10% waterdiepte boven bodem	[m/s]
u_c	Kritieke stroomsnelheid	[m/s]
u_r	Toelaatbare stroomsnelheid bodemmateriaal	[m/s]
u_u	Stroomsnelheid uitstroomopening	[m/s]
u_z	Stroomsnelheid op diepte z	[m/s]
U	Diepte gemiddelde stroomsnelheid	[m/s]
W	Gewicht	[N]
$WA_{0,5}$	Wateropname van breuksteen	[-]
z_0	Referentie diepte/ niveau t.o.v. bodem	[-]
α	Hellingshoek (oever)	[°]
β	Hoek talud ten opzichte horizontale vlak	[°]
β	Stromingscoëfficiënt Izbash	[-]
β	Hellingshoek in lengterichting	[°]
Δ	Relatieve dichtheid	[-]
n_v	Poreusheid laag	[-]
K	Karman's constante	[-]
Λ_h	Waterdieptefactor	[-]
ϕ	Hoek van inwendige wrijving stenen	[°]
ϕ_{sc}	Stabiliteitsfactor	[-]
ψ	Hoek stroming ten opzichte normaallijn	[°]
ψ_{cr}	Mobiliteitsparameter	[-]
Ψ	Shieldsparameter	[-]
Ψ_c	Kritieke Shieldsparameter	[-]
ρ_w	Soortelijk gewicht water	[kg/m ³]
ρ_s	Soortelijk gewicht steen	[kg/m ³]
σ	Tolerantiefactor laagdikte bodemverdediging	[m]
τ_c	Kritieke Schuifspanning	[N/m ²]
ν	Kinematische viscositeit	[m ² /s]

1 Inleiding

Voor u ligt de literatuurstudie opgesteld door het projectteam, bestaande uit Mirko Meijer en Steven ter Reehorst, ten behoeve van het afstudeeronderzoek (On-)veiligheid in formule 5.219 van Pilarczyk uit the Rock Manual (CIRIA, 2007). Dit afstudeeronderzoek is opgestart in samenspraak met advies- en ingenieursbureau Witteveen+Bos.

Paragraaf 1.1 geeft de algemene beschrijving voor de inhoud van dit document. De leeswijzer in paragraaf 1.2 geeft de beschrijving van ieder hoofdstuk.

1.1 Algemeen

In dit literatuuronderzoek vindt u een verzameling van informatie over een vijftal onderwerpen te weten:

- Bodemverdediging algemeen;
- Bezwijken bodemverdediging;
- Stabiliteit bodemverdediging van breuksteen;
- Berekenen van bodemverdediging van breuksteen;
- De betreffende formule van Pilarczyk.

Het doel van dit literatuuronderzoek is de benodigde kennis te vergaren, met betrekking tot bodemverdedigingen van breuksteen, alvorens bezig te gaan met het daadwerkelijke onderzoek. Hiermee wordt basiskennis over het onderwerp vergaard om zo het onderzoek gericht en met verstand van zaken te kunnen uitvoeren.

1.2 Leeswijzer

Dit document bevat de literatuurstudie ten behoeve van het onderzoek (On-)veiligheid in formule van Pilarczyk. In hoofdstuk 2 wordt algemene informatie gegeven over bodemverdediging met onder andere: belastingen, eisen en soorten bodemverdediging. Het bezwijken van bodemverdediging wordt beschreven in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 wordt de stabiliteit van de toplaag van een bodemverdediging behandeld. Verschillende formules voor het berekenen van bodemverdedigingen worden getoond in hoofdstuk 5. Hoofdstuk 6 gaat verder in op de formule van Pilarczyk en beschrijft uit welke parameters deze formule bestaat. Als laatste wordt in hoofdstuk 7 een conclusie gegeven voor het literatuuronderzoek.

2 Bodemverdediging algemeen

In dit deel van het literatuuronderzoek wordt een introductie gegeven over het onderwerp bodemverdediging van breuksteen. Dit hoofdstuk is erop gericht om basisinformatie te verschaffen over het onderwerp bodemverdediging.

De onderliggende paragrafen van dit hoofdstuk behandelen de volgende onderdelen:

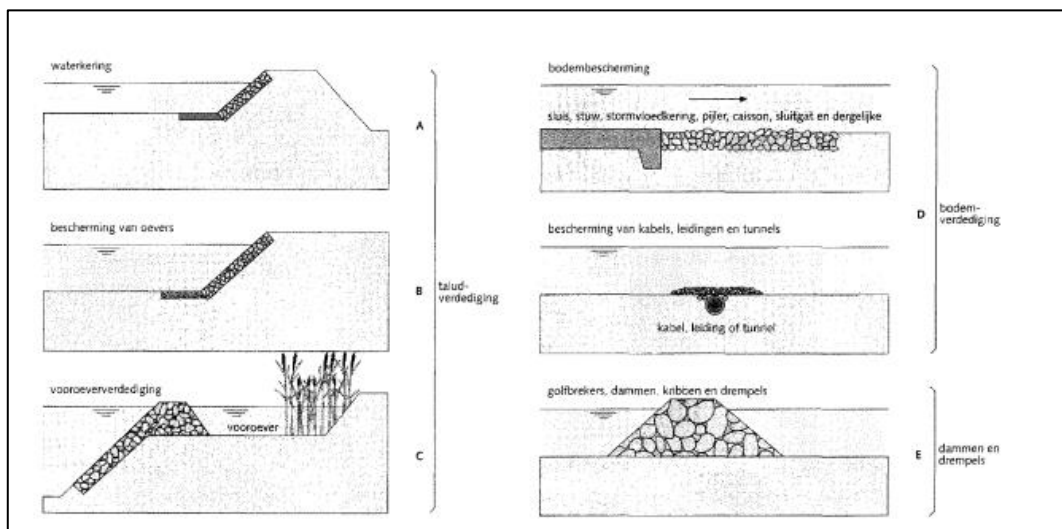
- Wat is bodemverdediging;
- Waarom bodemverdediging;
- Belastingen bodemverdedigingen;
- Eisen aan bodemverdediging;
- Rekenmethodes;
- Welke soorten bodemverdedigingen bestaan er.

Omwillen van het afstudeeronderwerp wordt in deze literatuurstudie enkel ingegaan op toepassingen van bodemverdedigingen van los gestort granulair materiaal, ook wel breuksteen genoemd. Uitgezonderd de toelichting op welke overige soorten bodemverdediging er nog meer bestaan in paragraaf 2.6.

2.1 Wat is bodemverdediging

Binnen de waterbouw komen vele toepassingen van breuksteen voor als bodem- of taludverdediging. Deze toepassingen, weergegeven in Figuur 1, kunnen waterbouwkundig onderscheiden worden in:

- Taludverdediging. Waaronder waterkeringen, oevers en vooroevers;
- Dammen en drempels. Waaronder ook kribben en golfbrekers;
- Bodemverdediging. Bijvoorbeeld bij sluizen, stuwen, pijlers van bruggen maar ook bescherming van kabels en leidingen in en op de waterbodem.



Figuur 1: Breuksteen toepassingen. Bron: (CUR, 2000).

In het rapport Handleiding ontwerp bodemverdedigingen achter tweedimensionale uitstromingsconstructies luidt de definitie van een bodemverdediging als volgt:

‘De primaire functie van een bodemverdediging is het beschermen van de ondergrond, aansluitend op een constructie, tegen overmatige erosie’ (Waterbouwkunde, 1995).

Een nagenoeg vergelijkbare definitie voor bodemverdediging wordt gegeven in hoofdstuk 8 van de CUR-publicatie 197 Breuksteen in de praktijk:

‘een bodemverdediging beschermt de bodem tegen ongewenste erosie door stroming (CUR, 2000)’.

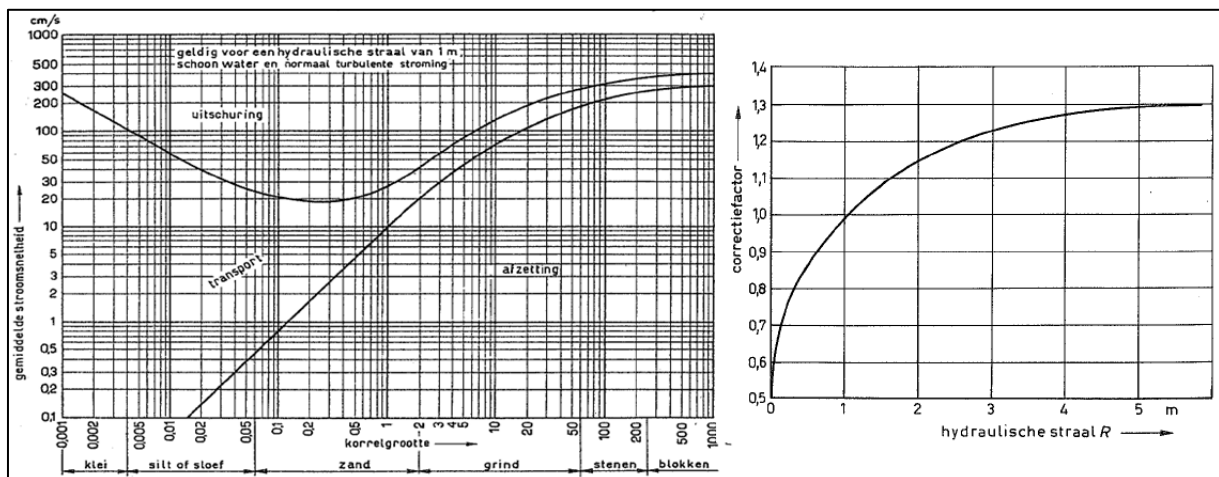
Ongewenste erosie kan leiden tot ondermijning van constructies waardoor de stabiliteit in gevaar komt. Bodemverdediging komen we bijna altijd tegen achter stuwen, sluizen en gemalen maar evengoed als bescherming van brugpijlers of kademuuren. Dit zijn locaties waar hogere stroomsnelheden ontstaan (eventueel gecombineerd met turbulentie) die erosie (kunnen) veroorzaken en daardoor de standzekerheid van de constructie in gevaar brengen.

Daarnaast is er nog het type bodemverdediging ter bescherming of voorkoming van opdrijven van kabels, leidingen of tunnels. Ook wel bestortingen of bijzondere toepassingen genoemd.

2.2 Waarom bodemverdediging

Zodra stroomsnelheden in waterlopen toenemen kan dit zorgen voor erosie van het aanwezige bodemmateriaal. Dit komt doordat het evenwicht van het bodemmateriaal verstoord wordt door de kracht die de stroming uitoefent op het materiaal. Verdere informatie over krachten is te vinden in hoofdstuk 4.

Of erosie kan optreden is afhankelijk van verschillende factoren, waaronder de korrelgrootte en optredende stroomsnelheden. Het diagram van Hjulstrom, weergegeven in Figuur 2, geeft voor diverse korrelgroottes en stroomsnelheden een snelle indicatie of erosie te verwachten is.



Figuur 2: Hjulstrom diagram met correctiefactor. Bron: VME-colleges HAN 2013.

In die gevallen waarbij erosie te verwachten is en deze schadelijke gevolgen kan hebben voor constructies is een bodemverdediging noodzakelijk.

Erosie ontstaat op die plekken en/ of momenten dat er een hogere snelheid is dan de weerstand van het bodemmateriaal. Aangezien stroomsnelheden in open waterlopen nooit constant zijn dient gekeken te worden naar de maximale stroomsnelheid.

Stroomsnelheden kunnen toenemen in bijvoorbeeld rivieren door een toename in debiet, verhoogde waterafvoer door regenval of smeltwater. Daarnaast zorgen versmallingen in het doorstroomd oppervlak voor een verhoging van de stroomsnelheid waardoor erosie op die plaatsen eerder optreedt. Voorbeelden van versmallingen in het doorstroomd oppervlak zijn onder andere:

- Sluizen;
- Stuwen;
- Kribben;
- Brugpijlers.

Veranderingen in stroomsnelheden ontstaan ook op plaatsen waar schepen manoeuvreren of aanleggen en in buitenbochten van rivieren.

Bodemverdediging wordt toegepast op die plaatsen waar erosie een bedreiging vormt of kan vormen voor het functioneren van (waterbouwkundige) constructies.

Onder waterbouwkundige constructies vallen:

- Stormvloedkeringen;
- Landhoofden van bruggen en sluizen;
- Brugpijlers;
- Kademuren;
- Waterkeringen.

Aanvullend op de primaire functie van een bodemverdediging, zoals gegeven in paragraaf 2.2, kan deze als secundaire functie ook zorgen voor:

- Steundruk aan constructies zoals kribben of damwanden;
- Het vastleggen van een benodigd profiel van vrije ruimte voor afvoer en/ of scheepvaart.

Daarnaast kennen we een aantal bijzondere toepassingen van granulaire bodemverdedigingen.

Dit zijn bestortingen op bijvoorbeeld kabels & leidingen of tunnels ter voorkoming van schade door bijvoorbeeld ankers of spudpalen. Een andere toepassing is het ballasten, ter voorkoming van opdrijven, van leidingen of constructies zoals tunnelementen of zink- en kraagstukken.

Samenvattend, de reden voor het aanbrengen van een bodemverdediging is ter waarborging van een profiel van vrije ruimte voor de scheepvaart en/ of de benodigde waterafvoer en de standzekerheid van constructies te garanderen.

2.3 Belastingen bodemverdediging

De belastingen die kunnen optreden op een bodemverdediging worden onderverdeeld in hydraulische en mechanische belastingen. Vanwege de aard van deze literatuurstudie wordt ingegaan op de hydraulische belastingen en niet op mechanische belastingen.

Onder mechanische belastingen vallen belastingen door ankers en spudpalen van de scheepvaart. Zeker bij bestortingen is dit een belasting waarmee in het ontwerp rekening gehouden dient te worden. Het vastlopen en/ of zinken van schepen wordt gezien als een abnormale gebeurtenis waarmee in de belastingen geen rekening wordt gehouden.

2.3.1 Hydraulische belastingen

Een directe hydraulische belasting is de stroming, zowel van de waterloop zelf alsmede ten gevolge van retourstromen en/ of schroefstralen van scheepvaart.

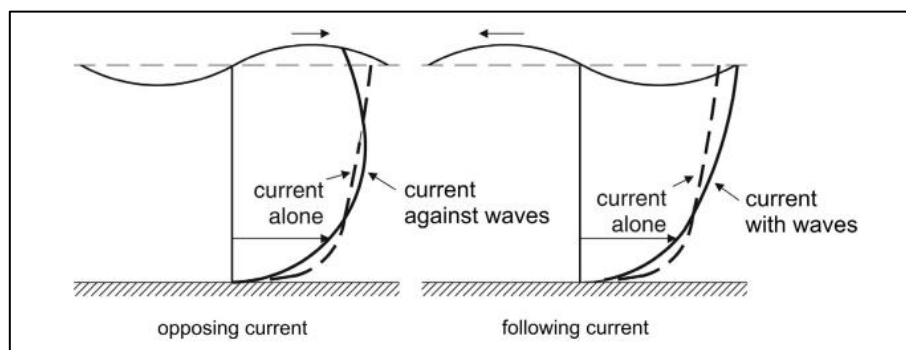
Daarnaast kan een hydraulische belasting die geldt voor taludverdedigingen, golven zowel wind- als scheepsgolven, zorgen voor een wijziging in de stroomsnelheid welke maatgevend is voor het ontwerp. Dit gaat vooral op bij relatief ondiepe wateren.

Als voorbeeld: op rivieren kunnen windgolven tot 1 m voorkomen en scheepsgolven tot ca. 0,75 m. Indien de waterdiepte bijvoorbeeld 4 m is levert een windgolf van 1m een significante wijziging op van het doorstroomd oppervlak waarbij er van uit gegaan wordt dat het debiet ongewijzigd blijft. (CUR, 2000)

Figuur 3 geeft een grafische weergave van de verandering van het snelheidsprofiel ten gevolge van golven (CIRIA, 2007). Hierin wordt aangegeven dat de gevolgen van windgolven op de stroming voor binnenwateren wel degelijk bekeken dienen te worden. Zeker bij grote wateroppervlaktes waar de wind een grote strijklengte heeft.

Hedges (CIRIA, 2007) heeft in 1990 tijdens the hydraulic climate design workshop in Liverpool gesuggereerd dat onder normale omstandigheden de stroomsnelheid ongeveer 2 a 3 % is van de windsnelheid. Gebaseerd op Hedges en een windsnelheid van 24,4 m/s, windkracht 9 (KNMI, 2018), kunnen deze golven een wijziging van 0,49 a 0,73 m/s van de stroomsnelheid te weeg brengen.

The Rock Manual geeft wel expliciet aan dat dit normaliter niet wordt meegenomen in de belasting.



Figuur 3: Wijzigingen in snelheidsprofiel t.g.v. wind. Bron: (CIRIA, 2007).

De belastingen die stroming, ten gevolge van aan- en of afvoer van water, veroorzaken op de bodemverdediging kunnen worden versterkt door de retourstroom van scheepvaart. In Figuur 4 een aantal kenmerkende stroomsnelheden zoals weergegeven in de CUR 197.

Indien er sprake is van scheepvaart zorgt de retourstroom voor een significante aanvulling op de belasting door natuurlijke stroming. De aanvullende belasting ten gevolge van retourstroom kan 50 tot 100% zijn ten opzichte van de natuurlijke stroming. Hier dient in het ontwerp terdege rekening gehouden mee te worden.

Type water	Natuurlijke stroming (m/s)	Retourstroom (m/s)
Merén	0,1 – 0,5	0,1 – 0,25
Kanalen	0,5 – 1,0	0,5 – 1,0
Rivieren	1,0 – 2,0	0,5 – 1,0
Kleine waterlopen *)	0,2 – 1,0	n.v.t.

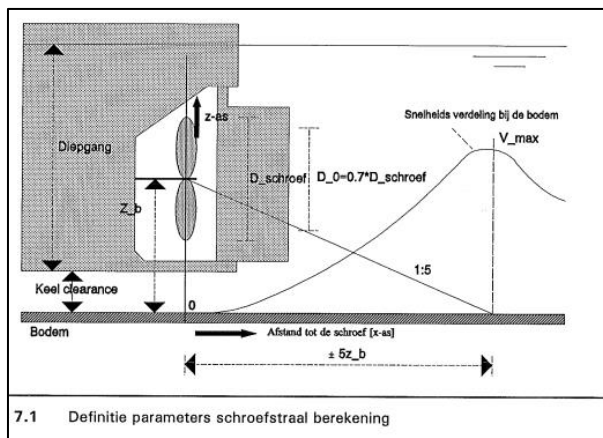
Figuur 4: Kenmerkende stroomsnelheden. Bron: (CUR, 2000)

Veranderingen in stroming en daarmee samenhangend veranderingen in de hydraulische belastingen treden op rond brugpijlers, kribben, achter stuwen en in bochten van waterlopen. De belasting die hierdoor optreedt (veranderende snelheid en toegenomen turbulentie) is afhankelijk van de vormgeving. Specifiek voor kunstwerken zoals bruggen en stuwen geldt dat de bodemverdediging onderdeel dient te zijn van het ontwerp aangezien er geen standaard kenmerkende stroomsnelheden gegeven kunnen worden voor dit soort specifieke situaties (CUR, 2000).

2.3.2 Schroefstraalbelasting

Naast de belasting door retourstroom heeft schroefstraalbelasting (specifiek in die gevallen waar schepen manoeuvreren) een significante invloed.

De grootte van deze belasting is afhankelijk, zoals ook weergegeven in Figuur 5, van een aantal factoren: vermogen en toerental motor, diameter en aantal schroeven, diepgang, waterdiepte en locatie van de schroef.



Figuur 5: Parameters voor schroefstraalbelasting. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)

Afhankelijk van de vaarwegklasse wordt gekeken naar het maatgevende schip, met de bijbehorende kenmerken, op basis daarvan wordt de maatgevende belasting berekend.

2.4 Eisen aan bodemverdediging

Naast de hoofdeis, zijnde bestand tegen de maatgevende belasting gedurende een vooraf bepaalde periode, dient de bodemverdediging en zijn onderdelen te voldoen aan diverse andere eisen. Veelal eisen aan de materialen zelf. Onderliggende sub paragrafen geven een aantal van deze eisen weer.

Om zeker te zijn dat de bodemverdediging zijn primaire en secundaire functies kan blijven vervullen gedurende de levensduur worden er eisen gesteld, zowel technische als functionele eisen. Deze eisen worden om-/ beschreven in het programma van eisen en hebben betrekking op:

- Opbouw en afmetingen, zowel verticaal als horizontaal;
- Stabiliteit en flexibiliteit;
- Faalkans en levensduur.

Per situatie kunnen bovengenoemde eisen aangevuld worden met eisen die te maken hebben met:

- Uitvoering en onderhoud;
- Scheepvaart;
- Milieu. (Waterbouwkunde, 1995)

Algemene eis(en):

- De toplaag dient bestand te zijn tegen de maatgevende stromingscondities.
- Ter voorkoming van opdrijven dient de constructieopbouw waterdoorlatend zijn. Uitzondering hierop is breuksteen die wordt toegepast als ballast voor een waterdichte bekleding.
- De opbouw van de constructie dient zo te zijn dat geen bodemmateriaal door de constructie kan uitspoelen.

2.4.1 Normering en sortering breuksteen

Niet iedere steen in iedere vorm mag zondermeer worden toegepast als breuksteen. Naast het natuurlijke materiaal steen worden ook wel gerecyclede materialen of kunstmatig gevormde materialen (bijvoorbeeld hoogoven- of staalslakken) toegepast. Al deze materialen dienen te voldoen aan eisen voor wat betreft dichtheid, druksterkte, weerstand tegen slijtage, duurzaamheid, etc. De NEN-EN13383 deel 1&2 beschrijven waaraan het materiaal waterbouwsteen dient te voldoen en welke testmethodes hiervoor zijn. In deel 1 van deze norm worden de eigenschappen gespecificeerd terwijl deel 2 de testmethodes beschrijft. De eisen in deze norm zijn gebaseerd op soorten waarmee ervaring is opgedaan gedurende een langere periode. Indien producten worden toegepast waarmee nog geen of weinig ervaring is opgedaan is voorzichtigheid geboden.

Onderstaand de belangrijkste definities uit deel 1 van deze norm welke de verschillende soorten waterbouwsteen verklaren (Commissie, 2002):

- **Waterbouwsteen:** grof korrelvormig materiaal dat wordt gebruikt in waterbouwkundige constructies en andere civiele werken.
- **Natuurlijke waterbouwsteen:** waterbouwsteen van minerale oorsprong, die slechts mechanische bewerking heeft ondergaan.
- **Kunstmatige waterbouwsteen:** waterbouwsteen van minerale herkomst ontstaan in een industrieel proces met toepassing van thermische of andere bewerkingen met uitzondering van betonelementen.
- **Gerecyclede waterbouwsteen:** waterbouwsteen ontstaan door bewerking van anorganisch materiaal dat eerder in constructies is gebruikt.

Naast de eisen aan de bodemverdediging zelf worden er ook eisen aan het materiaal gesteld. In deel 1 van deze norm worden deze materiaaleisen beschreven. Deze eisen zijn onderverdeeld in:

- Fysische eisen: de dichtheid, weerstand tegen breuk, weerstand tegen afslijting en kleur.
- Chemische eisen: onzuiverheden en in wateroplosbare bestanddelen.
- Duurzaamheidseisen: bestanddelen die de duurzaamheid van hoogovenslak en staalslak beïnvloeden, wateropname als een controleproef voor de weerstand tegen vriezen en dooien en tegen zoutkristallisatie, bestandheid tegen vriezen en dooien, bestandheid tegen zoutkristallisatie en zonnebrand.

Onderstaand een aantal eisen uit de NEN-EN13383 deel 1, eventueel aangevuld met de afkortingen zoals deze op CE-conformiteitsmarkering vermeld worden, die gesteld worden aan breuksteen.

Fysische eisen

Dichtheid, vanwege de relatieve dichtheid (onderwatergewicht) is vastgelegd dat het minimale volumieke gewicht 2300 kg/m^3 dient te zijn. Materiaal met een lager eigen gewicht is niet toegestaan. Dit komt overeen met tabel 3.12 op pagina 136 van the Rock Manual waarin gesteld wordt dat materiaal onder de 2300 kg/m^3 niet acceptabel/ slecht is en de voorkeur uitgaat naar een soortelijk gewicht van ten minste 2500 kg/m^3 .

Weerstand tegen breuk of verbrijzelingsweerstand, deze wordt getest middels een druksterkteproef. Hierbij wordt van 10 proefstukken de waarde genoteerd en de onder en bovengrens bepaald. De bovengrens is het gemiddelde van 9 proefstukken waarbij de laagste waarde van de 10 stukken is weggelaten. De ondergrens is gedefinieerd als zijnde dat maximaal 2 van de 10 proefstukken niet onder een bepaalde waarde mag zitten. De weerstand tegen breuk wordt aangegeven met de afkorting CS en hierin zijn 4 mogelijkheden:

- CS_{80} ondergrens $< 60 \text{ Mpa}$, bovengrens $\geq 80 \text{ Mpa}$;
- CS_{60} ondergrens $< 40 \text{ Mpa}$, bovengrens $\geq 60 \text{ Mpa}$;
- $CS_{\text{verklaard}}$ specifieke waarden opgegeven door de producent;
- CS_{NR} voor producten waar geen eis aan gekoppeld is.

Aanvullend op de weerstand tegen breuk is de blokintegriteit van belang. Dit betekent dat breuksteen geen (significante) discontinuïteiten mag bevatten zoals scheuren, gelaagdheden of splijtvlakken die breuk kunnen veroorzaken tijdens laden, lossen of aanbrengen van het product.

Weerstand tegen afslijting, deze wordt aangeduid met de afkorting M_{DE} (Micro Deval coëfficiënt). Deze coëfficiënt, samen de cijfertoevoeging, geeft de weerstand tegen slijtage aan en de daarbij behorende toepassingsmogelijkheid. De weerstand tegen afslijting is van belang voor het product wat als toplaag van de bodemverdediging wordt toegepast indien deze aan slijtage t.g.v. bijvoorbeeld sediment onderhevig is. De 5 M_{DE} -categorieën en waar deze geschikt voor zijn:

- $M_{de}10$, voor een zeer sterk afslijtende omgeving zoals interactie met grind bij rivierstroming of bij stormachtige zee;
- $M_{de}20$, voor een sterk afslijtende omgeving zoals af en toe stormachtige zee met grindhoudende vooroever;
- $M_{de}30$, voor een matig afslijtende omgeving zoals af en toe (betekenisvolle) stroomactie met belasting door sediment;
- $M_{de}Verklaard$, separate waarde aangegeven door de producent;
- $M_{de}NR$, zonder eisen.

Duurzaamheidseis

Wateropname versus weerstand tegen vriezen & dooien en zoutkristallisatie. Indien het vereist is voor de toepassing van het materiaal dient de wateropname beproefd te worden. Dit gebeurt volgens de methode beschreven in hoofdstuk 8 van het tweede deel van de norm. Indien het product deze test doorstaat krijgt het de classificering $WA_{0,5}$. Indien de stenen hieraan voldoen mag worden aangenomen dat deze afdoende bestand zijn tegen vriezen, dooien en zoutkristallisatie. Is dit niet het geval dan dienen de aanvullende testen, voor respectievelijk weerstand tegen zoutkristallisatie en weerstand tegen vriezen en dooien, te worden uitgevoerd.

Deel 2 van de NEN-EN 13383 beschrijft de wijze waarop een monster genomen dient te worden van een partij en hoe de materialen beproeft dienen te worden (Commissie, 2002).

Sorteringen

Onderstaand de belangrijkste definities uit deel 1 van deze norm welke de verschillende soorten waterbouwsteen verklaren (Commissie, 2002):

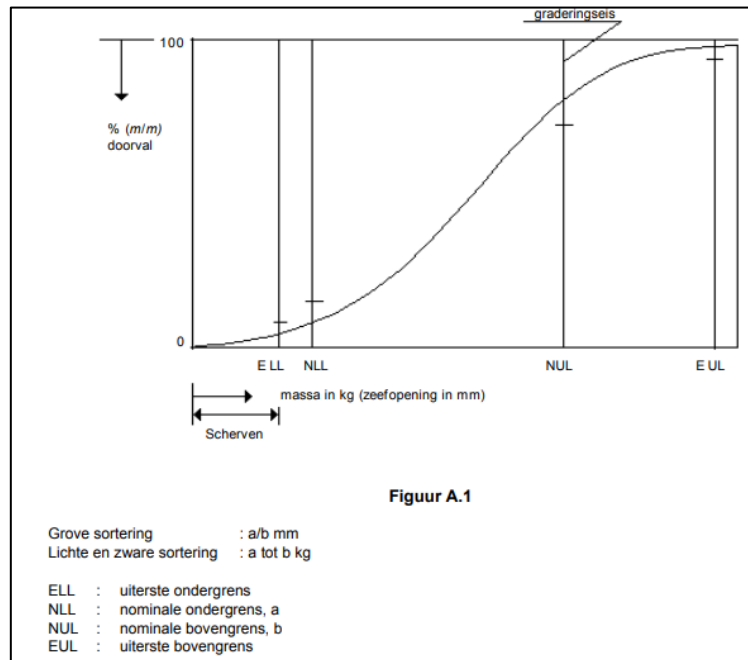
Waterbouwsteen sortering: aanduiding van waterbouwsteen door middel van een nominale bovengrens en ondergrens. Dit betekent dat er ook materialen in zitten die buiten de nominale grenzen vallen, groter en kleiner zoals te zien in Figuur 6.

Grove sortering: een sortering met een nominale bovengrens bepaald door zeefmaten van ten minste 125 mm en ten hoogste 250 mm.

Lichte sortering: een sortering met een nominale bovengrens bepaald door een massa van ten minste 25 kg en ten hoogste 500 kg.

Zware sortering: een sortering met een nominale bovengrens bepaald door een massa van meer dan 500 kg.

Met andere woorden een steensortering is een gradering die ligt tussen de nominale onder- en bovengrens en die het toestaat dat er kleinere en grotere stenen zijn in een beperkt percentage welke de uiterste onder- en bovengrens niet onder- of overschrijden. Figuur 6 geeft de verklaring voor een sortering van de uiterste en nominale grenzen.



Figuur 6: Grenswaardes sorteringen. Bron: (Commissie, 2002)

2.4.2 Opbouw constructie

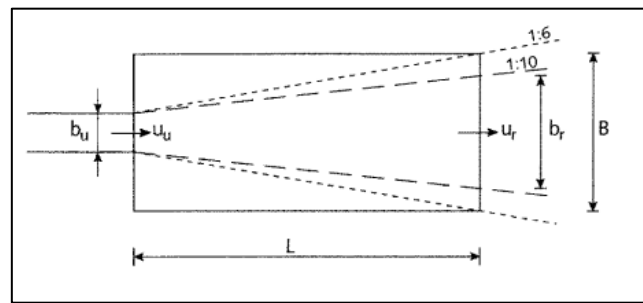
Buiten de stabiliteit van de toplaag (bestand zijn tegen de maatgevende belastingen) worden er ook eisen gesteld aan de horizontale en verticale afmetingen van een bodemverdediging. Onderstaand meer over de vereiste afmetingen en opbouw van een bodemverdediging.

Horizontale afmetingen: de afmetingen van de bodemverdediging dienen zo te zijn, zowel in lengte als breedte, dat een grond mechanische instabiliteit geen risico's meebrengt voor de constructie zelf of de constructie die beschermd wordt door de bodemverdediging. Hierbij wordt vooral bedoeld dat er geen kans op instabiliteit ontstaat ten gevolge van erosie aan de rand van de bodemverdediging. (Waterbouwkunde, 1995)

Figuur 7 geeft een voorbeeld uit de CUR197 voor het berekenen van de lengte en breedte van een bodemverdediging achter een duiker (verbreding van stroomprofiel). Hiervoor wordt allereerst gekeken naar de spreidingshoek, in dit geval voor de lengte 1:10 en voor de breedte 1:6. Vervolgens dient bepaald te worden wat de toelaatbare stroomsnelheid is van het aanwezige niet beschermde bodemmateriaal. Uitgangspunten voor de berekening zijn: constant debiet, stroomsnelheid u_r dient afgenomen te zijn tot de toelaatbare stroomsnelheid bodemmateriaal.

Met de formule $L_{bod} = 5b_u \frac{(u_u - u_r)}{u_r}$ en $B_{bod} = \frac{1}{3}L_{bod} + b_u$ kunnen de afmetingen bepaald worden (CUR, 2000).

Als de uitmonding 1,2 m breed is, de stroomsnelheid 2 m/s is en de toelaatbare snelheid 0,5 m/s is volgt een minimale lengte van 18 m en een breedte van 7,2 m.



Figuur 7: voorbeeld horizontale afmetingen. Bron: CUR 197.

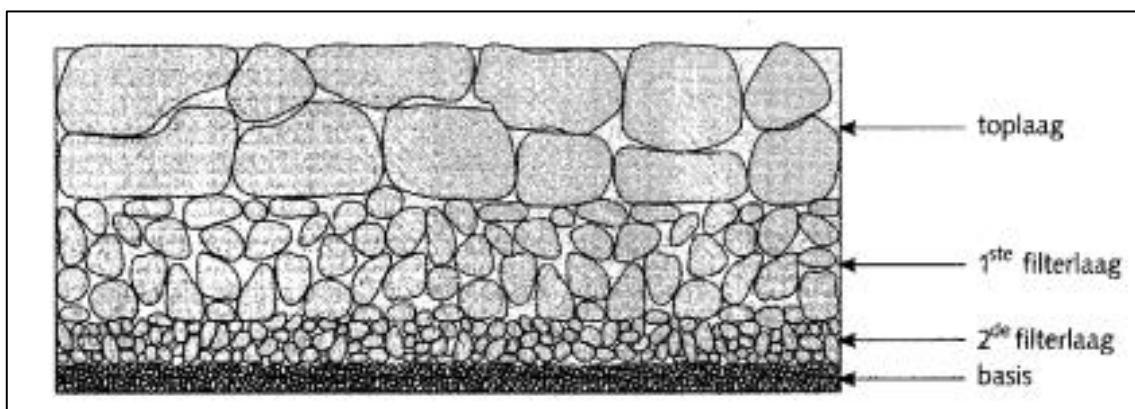
Let wel de benodigde afmetingen en wijze van berekenen verschillen per situatie!

Daarnaast dient rekening gehouden te worden met het feit dat er nog steeds een ontgrondingskuil achter de bodemverdediging kan ontstaan. Hiervoor is het van belang dat de verdediging voldoende flexibel is om mee te vervormen met de aanzethelling van de ontgrondingskuil (CUR, 2000).

Verticale afmetingen: een bodemverdediging dient zo gedimensioneerd te worden dat er ten gevolge van de optredende belastingen geen of nauwelijks transport van bodemmateriaal ontstaat. Dit geldt zowel voor de horizontale als verticale richting. Indien de bodemverdediging uit meerdere lagen (granulair filter) is opgebouwd geldt dit ook voor het filtermateriaal.

Dit zorgt ervoor dat de grootte van de poriën van het toe te passen materiaal voor de bodemverdediging gerelateerd is aan de korreldiameter van het bodemmateriaal en/ of filtermateriaal (Waterbouwkunde, 1995).

In de meeste gevallen ziet de verticale opbouw van een bodemverdediging er hetzelfde uit, een toplaag met daaronder een filter. De toplaag wordt gedimensioneerd om weerstand te bieden tegen de maatgevende belastingen, de laagdikte dient te liggen tussen de 1 en 2 maal de D_{n50} (veel toegepast 1,5 maal D_{n50}). Het onderliggende filter kan bestaan uit een granulair filter, een geotextiel of een combinatie hiervan. Een granulair filter is opgebouwd uit meerdere lagen stenen die ervoor zorgen dat er geen onderliggend materiaal uitspoelt door de holle ruimte van bovenliggende lagen. Een voorbeeld hiervan is weergegeven in Figuur 8.



Figuur 8: Verticale opbouw bodemverdediging. Bron: (CUR, 2000)

In het geval dat onderliggende lagen niet kunnen uitspoelen door de bovenliggende laag of lagen spreken we over een geometrisch dicht filter. Bij een geometrisch open filter is het in theorie wel mogelijk dat delen van onderliggende lagen uitspoelen. Hierbij wordt wel rekening gehouden dat de belasting afdoende gedempt wordt door de bovenliggende laag zodat uitspoeling in theorie niet plaats vindt.

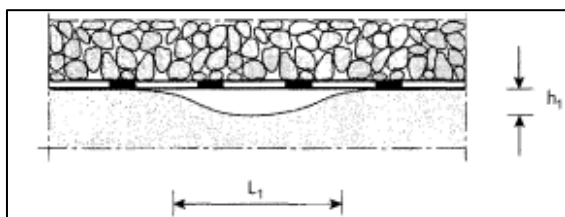
Als vuistregel kan aangehouden worden dat de korrelgrote van de bovenlaag 5 maal groter dient te zijn dan die van de onderliggende laag. Nauwkeuriger zijn het toepassen van onderstaande voorwaarden voor het dimensioneren van de filterlaag:

- $D_{f15}/D_{b85} < 5$
- $5 < D_{f50}/D_{b50} < 60$
- $5 < D_{f15}/D_{b15} < 40$

Ook voor de filterlagen gelden voorwaarden qua laagdikte, tenminste 1,5 maal D_{n50} met een minimum laagdikte van 20 cm voor de eerste filterlaag. De filterlagen daarna tenminste 10 cm dik. Door het bewerkelijke (daardoor duurdere) proces van aanleggen worden granulaire filters niet vaak in binnenwateren toegepast (CUR, 2000).

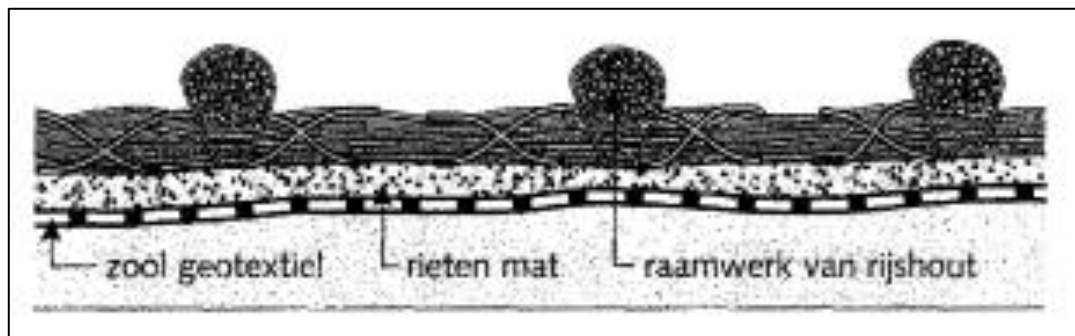
De eisen aan de bodem die voor de opbouw van de bodemverdediging van belang zijn: de onregelmatigheden van de ondergrond, de korrelgrote van het bodemmateriaal en daarmee samenhangend de erosie- en zettingsgevoeligheid van de bodem.

Een vuistregel voor de maximaal toelaatbare oneffenheden in de bodem is $h_{oneffen} < (0,1 \text{ a } 0,2)L_{oneffen}$. Hierin is $h_{oneffen}$ de diepte van de oneffenheid in de bodem en $L_{oneffen}$ de lengte van de oneffenheid zoals weergegeven in Figuur 9 (CUR, 2000).



Figuur 9: Oneffenheden in de ondergrond. Bron: (CUR, 2000)

Daarnaast komen we qua opbouw van de bodemverdediging ook zink- en kraagstukken tegen. Een zink- of kraagstuk wordt gemaakt van rijshout (wilgentenen) en al dan niet voorzien van een geotextiel aan de onderzijde, Figuur 10. Ze bestaan uit een onder- en bovenraamwerk van wilgentenen en worden afhankelijk van de aanwezige condities (diameter bodemmateriaal) voorzien van een of meerdere vlijlagen van wilgentenen eventueel aangevuld met bladriet. Vervolgens worden ze verzwaard met breuksteen en afgezonken waarna ze bestort worden. Een zinkstuk zorgt voor demping van de belasting, hoe dikker de opbouw (vlijlagen) hoe groter de reductie van de belasting. Zink- kraagstukken op deze traditionele wijze zijn een duurzame oplossing, specifiek indien hiervoor gebiedseigen materialen worden toegepast.



Figuur 10: Principe opbouw zinkstuk. Bron: (CUR, 2000)

2.4.3 Stabiliteit en flexibiliteit

Naast de vereiste afmetingen voor de verticale en horizontale opbouw van de bodemverdediging spelen de stabiliteit en flexibiliteit een even belangrijke rol. Als de afmetingen correct gedimensioneerd zijn dient de gehele constructie ook afdoende stabiel en flexibel te zijn.

Eisen aan de stabiliteit van de constructie:

De toplagen van bodemverdedigingen dienen bestand te zijn tegen de hydraulische belastingen, de toplaagstabiliteit. De belangrijkste belastingen hiervoor zijn: overtrekkende stroming, scheepsbelasting en eventuele golfbelastingen.

Daarnaast dient er interne stabiliteit te zijn, hierbij worden eisen gesteld aan de korrelverdeling voor het tegengaan van transport in verticale en horizontale richting. Aanvullend hierop worden eisen gesteld aan de verhoudingen van korreldiameters van de verschillende lagen (zie paragraaf 2.4.2 opbouw constructie), de grensvlakstabiliteit (Waterbouwkunde, 1995) waarover meer in paragraaf 3.4.2.

Eisen aan de flexibiliteit van de constructie:

Ter voorkoming van instabiliteit ten gevolge van erosie, aan het einde van de bodemverdediging, dient de constructie afdoende flexibel te zijn om de ontgroning te volgen (zie ook paragraaf 2.4.2 voor horizontale afmetingen) (Waterbouwkunde, 1995).

2.4.4 Faalkans en levensduur

Naast alle technische eisen worden ook eisen gesteld aan de kans op het falen en de levensduur van de constructie. De faalkans geeft de mate van gewenste/ vereiste veiligheid aan terwijl de levensduur afhankelijk is van het type constructie of wat beschermd dient te worden. Onderstaand meer over de invloed van de faalkans en levensduur op het programma van eisen.

Faalkans: er bestaat een kans dat de sterkte van de bodemverdediging onvoldoende is in relatie tot de optredende belastingen waardoor deze kan falen. Dit komt doordat er gerekend wordt met stochastische grootheden voor de belasting en sterkte. Daarom wordt de toelaatbare faalkans van de bodemverdediging afgeleid uit de toelaatbare faalkans van de gehele constructie.

De toelaatbare faalkans van de constructie in zijn geheel wordt gebaseerd op de gevolgen die het falen in zijn geheel of gedeeltelijk met zich meebrengt. Hoe groter de consequenties, economisch of mensenlevens, hoe lager de toelaatbare faalkans (anders gezegd hoe groter de veiligheid) (Waterbouwkunde, 1995).

Levensduur: de levensduur waarop de bodemverdediging wordt ontworpen is afhankelijk van het soort constructie. Bij een tijdelijke constructie, bijvoorbeeld een afsluiting, is er meestal sprake van een korte levensduur. Indien het een bodemverdediging betreft voor bijvoorbeeld een kunstwerk dient de levensduur gelijk te zijn aan de (ontwerp)levensduur van het kunstwerk.

Bodemverdediging wordt over het algemeen robuust uitgevoerd aangezien het vervangen tijdens de (geplande) levensduur een complexe klus met grote financiële en maatschappelijke consequenties. De (ontwerp)levensduur van de gehele constructie heeft dus invloed op de toe te passen materialen en duurzaamheid van de bodemverdediging (Waterbouwkunde, 1995).

2.4.5 Onderhoudsfilosofie

De onderhoudsfilosofie is een belangrijke basis voor het opstellen van het programma van eisen. Aangezien onderhoud en/ of herstel van een bodemverdediging veelal gepaard gaat met veel hinder voor de omgeving en hoge kosten dienen de volgende zaken op voorhand bekeken te worden:

- Totale kosten gedurende ontwerp levensduur, zowel van realisatie als onderhoud;
- De mogelijkheden tot herstel en welke hinder dit met zich mee brengt voor de omgeving.

Hoe minder onderhoud gewenst is tijdens de levensduur hoe hoger de realisatiekosten zullen zijn, de verdediging wordt sterker en robuuster aangelegd. Onderhoud van en aan volledig granulaire bodemverdediging wordt in grote mate bepaald door de toelaatbaarheid van transport van topplagmateriaal. Hiervoor wordt de Shieldsparameter Ψ gebruikt, waarbij de twee uitersten zijn:

- Begin van bewegen, resulterend in een lage waarde Ψ en een in verhouding zware topplag.
- Doorgaand transport, voortvloeiend uit een hoge waarde Ψ is een lichtere topplag benodigd.

Voor het opstellen van het programma van eisen dient goed gekeken en rekening gehouden te worden met de keuze van deze parameter. Aangezien een lage waarde resulteert in een sterke, veelal duurdere, topplag met minder onderhoud en vice versa voor een hoge waarde van de transport parameter. Gebaseerd op de mogelijkheden tot het uitvoeren van onderhoud aan de bodemverdediging is de keuze van de Shields waarde van belang.

Wordt gekozen voor een hoge Shields waarde dient gecontroleerd te worden of er geen ontoelaatbaar transport zal optreden bij vaker voorkomende belastingen (Waterbouwkunde, 1995).

2.5 Rekenmethodes

Om een bodemverdediging te berekenen wordt onderscheid gemaakt tussen 2 methodes:

- Deterministische rekenmethode;
- Probabilistische rekenmethode.

Voor de deterministische methode wordt uitgegaan van een toegestane faalkans die de uiteindelijke ontwerpbelasting S bepaald. De overschrijdingskans van de belasting S is gelijk aan de faalkans. De sterkte R of weerstand van de bodemverdediging dient logischerwijs groter te zijn dan de belasting. Aangezien er onzekerheden zitten in de belasting en de weerstand wordt een veiligheidsfactor F toegepast. Hieruit volgt de formule $R - (F \cdot S) \geq 0$ welke ervoor zorgt dat in theorie de sterkte groter is dan de belasting. De veiligheidsfactor is een variabele welke afhankelijk is van de geldende situatie en de grootte van de mate van onzekerheid in belasting- en sterkteparameters. De beperking van deze methode is dat overige mogelijke oorzaken die kunnen zorgen voor het falen van de bodemverdediging niet worden meegenomen in de berekening.

In het geval een probabilistische rekenmethode worden zowel belasting als sterkte meegenomen als stochastische grootheden. Het voordeel van deze methode is dat voor beide grootheden een eigen kansverdeling wordt meegenomen in de berekening. Door de bepaling van de faalkans voor alle bijdrages van diverse belastingen is het bij deze methode niet nodig te werken met een veiligheidsfactor.

Voor de probabilistische rekenmethode zijn verschillende niveaus te onderscheiden waarbij de complexiteit van de berekeningen toeneemt met de hoogte van het niveau.

- Niveau III: probabilistische methoden waarbij uitgegaan wordt van de 'werkelijke' kansverdeling van de sterkte- en belastingparameters;
- Niveau II: probabilistische methoden waarbij uitgegaan wordt van geschematiseerde kansverdelingen voor de belasting- en sterkteparameters;
- Niveau I: semi-probabilistische methoden waarbij voor de verschillende parameters partiële veiligheidsfactoren worden gehanteerd (Waterbouwkunde, 1995).

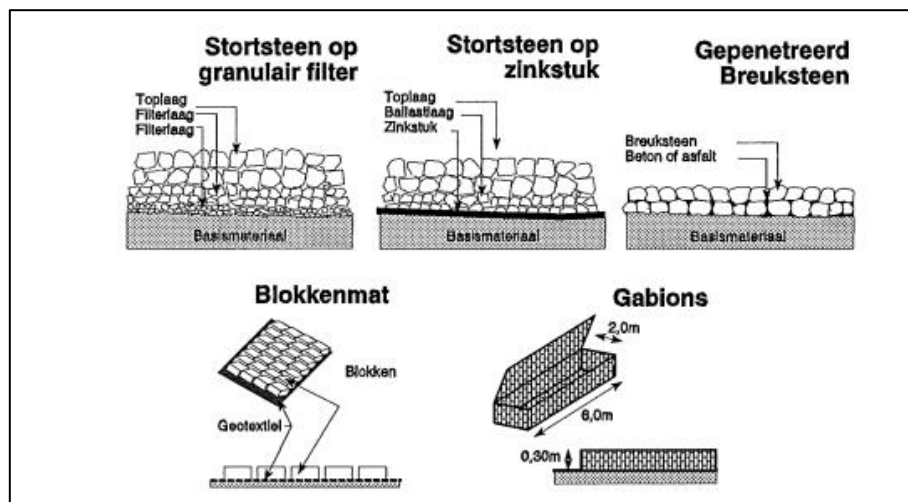
2.6 Soorten bodemverdediging

Voor het toepassen van bodemverdediging zijn er diverse mogelijkheden. Het meest toegepast is de bodemverdediging opgebouwd uit los gestort granulair materiaal, in een of meerdere lagen, de volledig granulaire bodemverdediging.

Daarnaast bestaan ook de volgende alternatieven voor bodemverdediging:

- Stortsteen op zinkstuk/ geotextiel;
- Gabions (schanskorven);
- Matrassen;
- Blokkenmatten;
- Plaatvormige constructies.

In Figuur 11 enkele voorbeelden van deze vormen van bodemverdediging.



Figuur 11: Alternatieven bodemverdediging. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)

De keuze voor het type bodemverdediging wordt gebaseerd op onder andere:

- In hoeverre het type voldoet aan de eisen (zowel functioneel als technisch);
- Mogelijkheid tot uitvoering (zowel de risico's als de eenvoud van uitvoeren);
- Mogelijkheden tot onderhoud en/ of herstel op de betreffende locatie;
- De kosten voor realisatie en onderhoud.

Onderstaand enkele kenmerken van verschillende alternatieven voor bodemverdediging, overgenomen uit (Waterbouwkunde, 1995).

Kenmerken volledig granulaire bodemverdediging:

- Groot aantal mogelijkheden voor toepassen voor wat betreft toe te passen steenafmetingen;
- Geen interne aansluiten wat continuïteit mogelijk maakt;
- Grote mate van flexibiliteit, waardoor het oneffenheden in de ondergrond kan volgen
- Aansluitingen zijn relatief eenvoudig te realiseren;
- Relatief eenvoudige uitvoering;
- Lange levensduur, meer dan 100 jaar is mogelijk;
- Veel ervaring met het ontwerpen.

Naast de vele voordelen heeft dit type bodemverdediging ook een aantal nadelen waarmee in het ontwerpproces rekening gehouden dient te worden, te weten:

- De relatief grote constructiehoogte. Zeker in het geval van grote diameters voor de toplaag en bij meerdere filterlagen;
- De toepassing is beperkt mogelijk in die gevallen waar sprake is van grote stroomsnelheden in ondiep water en in het geval van een overstortende straal.

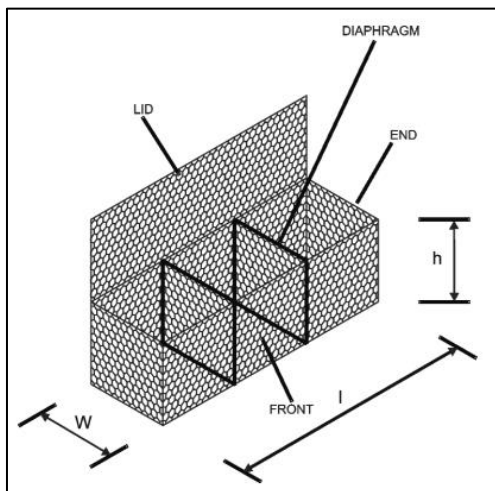
Stortsteen op zinkstuk/ geotextiel

Het geotextiel vervangt bij dit alternatief de onderste lagen van het granulaire filter. Omwille van de uitvoering wordt het geotextiel veelal voorzien van een wiepenrooster, zoals ook beschreven in paragraaf 2.4.2 verticale opbouw bij het onderdeel zinkstuk. De kenmerken, vergeleken met een volledig granulaire verdediging, van dit type bodemverdediging zijn:

- Geen continu karakter door beperkte afmetingen van de zinkstukken;
- Interne aansluitingen tussen de zinkstukken welke zanddicht uitgevoerd dienen te worden;
- Minder flexibele constructie door de grotere stijfheid van het zinkstuk;
- Het aansluiten op bestaande 'harde' constructies is lastiger;
- Beperkte levensduur ten gevolge van het geotextiel;
- De constructiehoogte is minder door het ontbreken van een of meerdere filterlagen.

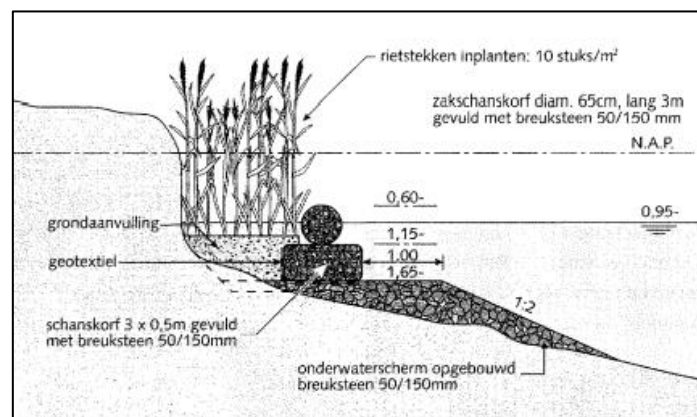
Gabions

Gabions of schanskorven zijn elementen van gaas, Figuur 12, welke gevuld worden met granulair materiaal. Aangezien het gewicht per m² van de korf bepalend is voor de stabiliteit kan als vulmateriaal een lichte(re) sortering steen worden toegepast. De hoogte van de gabions is bepalend voor de stabiliteit van de constructie en de stabiliteit neemt toe indien ze onderling gekoppeld worden. Gabions kunnen zowel als toplaag op een granular filter als op een geotextiel worden toegepast.



Figuur 12: Gabion of schanskorf. Bron: (CIRIA, 2007)

In Figuur 13 een binnenwatertoepassing als oeververdediging van een schanskorf waarbij conventionele schanskorven zijn gecombineerd met een zakschanskorf.



Figuur 13: Oeververdediging van schanskorven. Bron: (CUR, 2000)

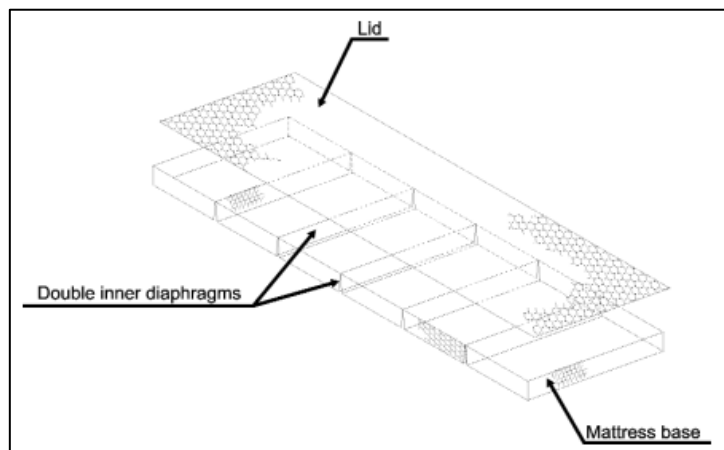
De kenmerken, vergeleken met een volledig granulaire verdediging, van dit type bodemverdediging zijn:

- Zeer grote stabiliteit;
- Geen continu karakter door beperkte afmetingen van de gabions;
- De onderlinge aansluitingen dienen zo uitgevoerd te worden dat uitspoeling van onderliggend materiaal wordt voorkomen;
- Het aansluiten op (bestaande) harde constructies is lastig;
- Een beperkte levensduur welke afhankelijk is van het toegepaste materiaal van de gabions;
- Een zeer beperkte constructiehoogte met nauwe toleranties;
- Reparatie is moeilijk en zeer gevoelig voor vallende en slepende ankers.

Matrassen

Een matras is een dunne relatief lange schanskorf met aan de onder- en bovenzijde een geotextiel. Doordat de zanddichtheids- en stabiliteitsfunctie geïntegreerd zijn kan een matras als zelfstandig element worden toegepast. In Figuur 14 een voorbeeld van een matras. De kenmerken, vergeleken met een volledig granulaire verdediging, van dit type bodemverdediging zijn:

- Zeer grote stabiliteit, uitgezonderd de randen waar de stroming het matras kan grijpen;
- Gelijk als bij de gabions is er geen continu karakter door de beperkte afmetingen en dienen de onderlinge aansluitingen zo uitgevoerd te worden dat uitspoeling van onderliggend materiaal wordt voorkomen;
- Het maken van aansluitingen op bestaande constructies is lastig;
- De levensduur is beperkter en wordt bepaald door het toegepaste geotextiel;
- Voor de uitvoering is afhankelijk van de afmetingen zwaarder materieel benodigd;
- De constructiehoogte is beperkt en mogelijk met zeer nauwkeurige toleranties;
- In het geval van schade zijn ze zeer lastig te repareren;
- Net als de gabions zijn matrassen gevoelig voor ankers (vallend en slepend).



Figuur 14: Voorbeeld matras. Bron: (CIRIA, 2007)

Blokkenmatten

Bij een blokkenmat zorgt een geotextiel voor de zanddichtheid en de daarop bevestigde blokken voor de weerstand tegen de belasting. De primaire stabiliteit hangt af van de afmetingen van de blokken en de interlock tussen de blokken. Door het koppelen van de blokken met bijvoorbeeld staaldraad of het inwassen van de ruimte tussen de blokken wordt de interlock verbeterd. De kenmerken, vergeleken met een volledig granulaire verdediging, van dit type bodemverdediging zijn:

- Zeer grote stabiliteit door het gladde oppervlak van de elementen;
- Geen continu karakter door beperkte afmetingen van de matten, de aansluitingen verdienen extra aandacht om te zorgen voor de zanddichtheid;
- Door de grote stijfheid van de matten zijn ze minder flexibel;
- Het maken van aansluitingen op harde constructies is lastiger;
- De levensduur van een blokkenmat wordt bepaald door het geotextiel en in het geval van interlocking door staaldraden ook door de levensduur van het toegepaste staal;
- De constructiehoogte is klein;
- Een blokkenmat is moeilijk te repareren.

Plaatvormige constructies

Plaatvormige constructies bestaan uit met asfalt geperforeerd granulair materiaal of zijn gemaakt van colloïdaal beton. De primaire stabiliteit komt voort uit het eigen gewicht en de vorm van de plaat. De zanddichtheids- en stabiliteitsfunctie zijn geïntegreerd in de constructie. De kenmerken, vergeleken met een volledig granulaire verdediging, van dit type bodemverdediging zijn:

- Zeer goed bestand tegen overtrekkende stroming;
- Net als een volledig granulaire bodemverdediging een continu karakter, geen onderlinge aansluitingen;
- Het is een starre constructie (relatief gezien) waardoor schade kan ontstaan door zetting en terugtrekkende erosie vanaf de rand onder de constructie;
- Een aansluiting op een bestaande constructie is redelijk eenvoudig;
- De weerstand tegen overdruk dient gecompenseerd te worden door het eigen gewicht waardoor het een relatief dikke constructie is;
- De, lange, levensduur is vergelijkbaar met een volledig granulaire bodemverdediging.

3 Bezwijken bodemverdediging

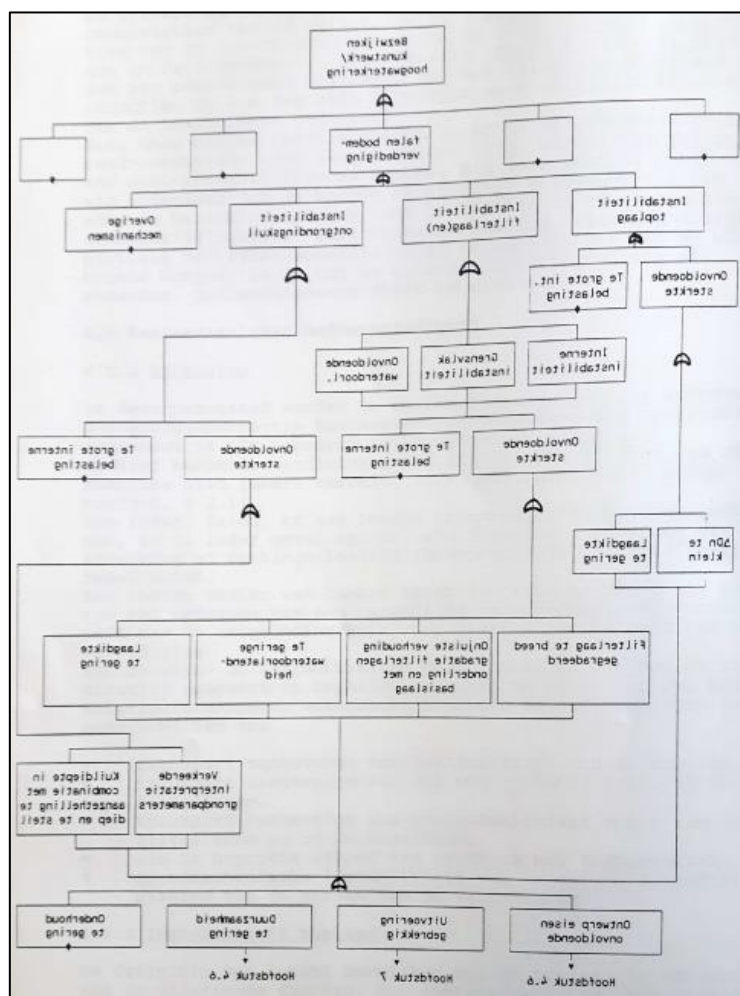
In dit onderdeel van het literatuuronderzoek wordt verder ingegaan op de faalmechanismes welke het bezwijken van de bodemverdediging tot gevolg kunnen hebben. Falen of bezwijken van bodemverdedigingen is onwenselijk vanwege de functie en noodzaak zoals beschreven in het tweede hoofdstuk.

3.1 Bezwijken algemeen

De foutenboom in Figuur 15, uit het handboek uitvoering bodemverdedigingsconstructies van los gestorte granulaire materialen uitgegeven door de Bouwdienst Rijkswaterstaat in 1991, geeft een overzicht van die zaken die het falen van de bodemverdediging kunnen veroorzaken.

De hierin 4 beschreven faalmechanismes zijn:

- Overige mechanismes;
- Instabiliteit door ontgrondingskuil;
- Instabiliteit filterlagen;
- Instabiliteit toplaag.



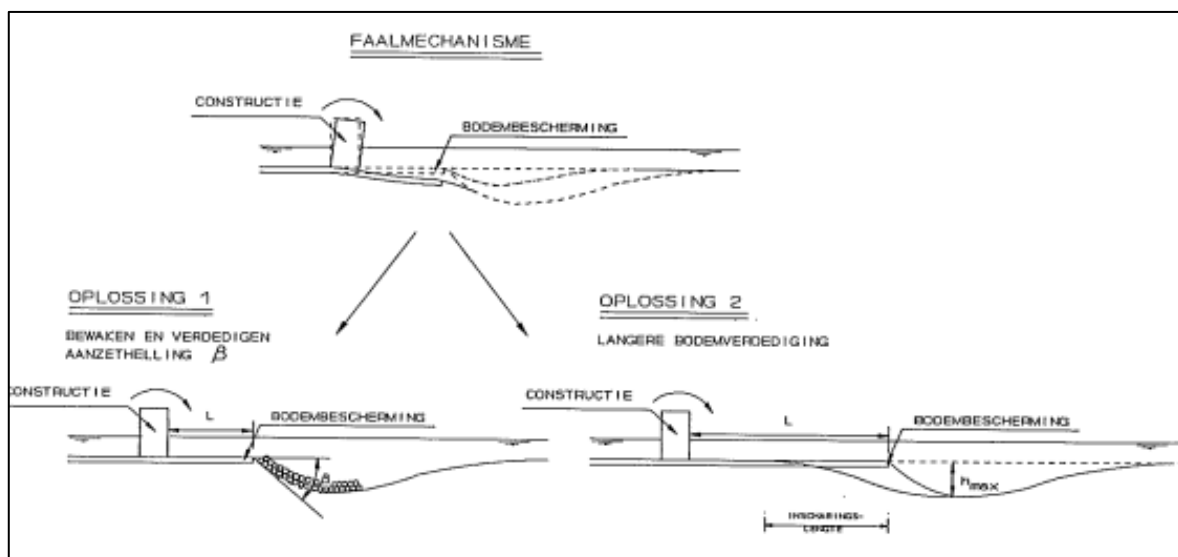
Figuur 15: Foutenboom falen bodemverdediging. Bron: (Waterbouw, 1991)

3.2 Overige mechanismes

Overige faalmechanismes worden eigenlijk nergens expliciet beschreven of gegeven. Er zou hierbij wel gedacht kunnen worden aan (over) belastingen door ankers en/ of spudpalen van de scheepvaart in die gevallen waar een verdediging is aangebracht op tunnels of kabels en leidingen. Zinken of vastlopen van schepen zou als zijnde een abnormale gebeurtenis ook kunnen vallen onder overige mechanismes.

3.3 Instabiliteit door ontgrondingskuil

Een bodemverdediging kan zijn functie verliezen ten gevolge van het optreden van een geotechnische instabiliteit aan de rand (einde of zijkant): een afschuiving of zettingsvloeiing. Dit kan ontstaan indien er een ontgrondingskuil ontstaat, aan de benedenstroomse zijde van de verdediging, waarvan de helling steil genoeg is of wanneer deze kuil diep genoeg is. De stabiliteit van de constructie wordt hierbij in gevaar gebracht door de lengte waarover de afschuiving plaats vindt, de inscharingslengte. De diepte van de ontgrondingskuil en de steilheid van de helling van de kuil zijn de belangrijkste parameters voor het bepalen van de inscharingslengte. Om de standzekerheid van de constructie te waarborgen dient de lengte van de bodemverdediging langer te zijn dan de inscharingslengte. Ontgrondingskuilen ontstaan veelal achter een bodemverdediging ten gevolge van hogere turbulentie. De helling en maximale diepte van de ontgrondingskuil zijn, samen met andere parameters, een functie van de stroomsnelheid en turbulentie. De oplossingen ter voorkoming van dit faalmechanisme zijn weergegeven in Figuur 16.



Figuur 16: Faalmechanisme afschuiving incl. oplossingen. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)

Deze instabiliteit treedt enkel op indien er ontgrondingen ontstaan aan de rand van de bodemverdediging in combinatie met te steile hellingen en een te diepe ontgrondingskuil. Afhankelijk van het aanwezige bodemmateriaal kan er zettingsvloeiing of een afschuiving ontstaan (Waterbouwkunde, 1995).

3.3.1 Zettingsvloeiing

Over zettingsvloeiing wordt gesproken als er sprake is van verweking van de zandbodem. Dilatantie, volumeverandering door toename van schuifspanningen, speelt bij dit proces een grote rol.

Verweking treedt op als er volumeverkleining van met water verzadigd bodemmateriaal is, hierdoor stijgt de waterdruk en verkleint de korrelspanning.

Voor zettingsvloeiing überhaupt kan optreden dient aan de volgende voorwaarden voldaan te zijn:

- Het bodemmateriaal (zand) dient verwekingsgevoelig te zijn en de doorlatendheid moet voldoende klein zijn. Grond mechanisch onderzoek is hiervoor noodzakelijk.
- Er dient een aandrijvende kracht te zijn (verstelling van de aanzethelling).
- De minimale kuildiepte, op het diepste punt, dient groter te zijn dan ca. 5 m.
- Er dient een aanzethelling te zijn steiler of gelijk aan 1 : 4 over een hoogte van minimaal 5 m.

Als niet aan deze voorwaardes voldaan wordt is het wel raadzaam om te controleren of afschuiving wel kan ontstaan (Waterbouwkunde, 1995).

3.3.2 Afschuiving

Het faalmechanisme afschuiving treedt op als er een aandrijvende kracht ontstaat door het eigen gewicht van het bodemmateriaal die groter is dan de in de ondergrond aanwezige schuifspanning.

Gebaseerd op onderzoek uit 1985 naar opgetreden zettingsvloeiingen in de Zeeuwse wateren is een inschatting gemaakt wanneer afschuivingen kunnen optreden. Deze inschattingen zijn:

- Het zand is niet zettingsvloeiingsgevoelig.
- De diepte van de ontgrondingskuil dient meer dan 9 a 14 meter te zijn.
- De aanzethelling is steiler dan 1:2 over minimaal 5 m hoogte.
- De gemiddelde aanzethelling is steiler dan 1:4,5, gemeten van rand bodemverdediging tot diepste punt kuil.

Aangezien er ondanks dit onderzoek nog een hoop onzekerheden zijn wordt aanbevolen voor ieder specifiek geval de stabiliteit van de ontgrondingskuil te controleren/ berekenen (Waterbouwkunde, 1995).

3.4 Instabiliteit filterlagen

De primaire functie van de filterlagen is het voorkomen van erosie van onderliggend materiaal door de toplaag waarnaast de secundaire functie van het filter het afvoeren van overtollig water is ter voorkoming van drukopbouw. Om hieraan te voldoen worden eisen gesteld aan de interne stabiliteit, grensvlak stabiliteit en de waterdoorlatendheid (Waterbouwkunde, 1995). Als hieraan niet wordt voldaan kan instabiliteit van de filterlagen ontstaan. De volgende sub paragrafen geven meer inhoudelijk informatie over de drie onderdelen die instabiliteit van de filterlaag kunnen veroorzaken.

3.4.1 Interne (in)stabiliteit

De korrelverdeling van het filtermateriaal in iedere laag dient onderling zo te zijn dat de fijne fractie niet uitspoelt (Waterbouwkunde, 1995). Zodra de filterlaag een te grote gradering heeft kan de fijne fractie van een onderliggende laag zich verplaatsen door het filter en uitspoelen via de bovenliggende laag. Er is sprake van interne instabiliteit indien dit plaats vindt, zodra er te veel materiaal uitspoelt is er sprak van, lokaal, falen (Waterbouw, 1991).

3.4.2 Grensvlak (in)stabiliteit

De onderlinge verhouding van de korrelgrootte in de filterlagen filter (inclusief top- en basis laag) dient zo te zijn dat er geen, bij geometrisch gesloten, of slechts beperkt, bij geometrisch open, materiaal via de bovenliggende laag kan uitspoelen (Waterbouwkunde, 1995).

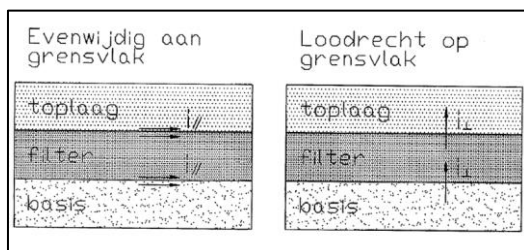
Zodra er materiaaltransport optreedt ter plaatse van de overgang tussen twee filterlagen, alleen mogelijk indien de overgang van onderlinge lage te ruim gedimensioneerd is, is er sprake van grensvlakinstabiliteit (Waterbouw, 1991).

3.4.3 (On)voldoende waterdoorlatendheid

De waterdoorlatendheid van een filterconstructie, geometrisch dicht en open, dient zo te zijn dat er geen overdrukken in de constructie ontstaan. Deze waterdoorlatendheid wordt afdoende

gewaarborgd als aan de voorwaarde $\frac{D_{f15}}{D_{b15}} > 4$ a 5 wordt voldaan (Waterbouwkunde, 1995).

Indien overdrukken in het filter ontstaan, evenwijdig aan of loodrecht op het filter Figuur 17, is sprake van onvoldoende waterdoorlatendheid (Waterbouw, 1991). Dit kan ontstaan door de aanwezigheid van een ingesloten sliblaag tussen de lagen of ten gevolge van het verkitten van filtermateriaal bij toepassing van slakken.



Figuur 17: Doorlatendheid evenwijdig aan & loodrecht op grensvlak. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)

3.5 Instabiliteit toplaag

Instabiliteit van de toplaag is gedefinieerd als: 'Het lokaal bezwijken van de toplaag is het verlies van de afdekkende functie die explosieve schade aan de onderliggende lagen kan veroorzaken, dat op zijn beurt kan leiden tot het falen van de te beschermen constructie' (Waterbouw, 1991).

Zoals te zien is in

Figuur 15 aan het begin van dit hoofdstuk kan instabiliteit van de toplaag ontstaan ten gevolge van:

- Een te kleine diameter stenen voor de toplaag;
- Een te geringe laagdikte.

De bovengenoemde oorzaken van instabiliteit zijn in de foutenboom te herleiden naar:

- Onvoldoende eisen in het ontwerp;
- Een te geringe duurzaamheid van de gekozen materialen;
- Fouten in de uitvoering.

Om instabiliteit van de toplaag te voorkomen, voor wat betreft ontwerp- en duurzaamheidseisen, is het programma van eisen van belang waarover meer te lezen is in hoofdstuk 2.

Voor wat betreft fouten in de uitvoering wordt veelal verwezen naar het onvoldoende aanbrengen van de benodigde laagdikte (gemiddeld $1,5 \cdot D_{50}$). Voor aan te brengen laagdiktes wordt gewerkt met een minimale laagdikte d_{min} en een tolerantie σ , een voorbeeld hiervan is weergegeven in Figuur 18.

materiaal	d_{min}	σ
fijne gradering	$\geq 0,25$ à $0,40$ m	$0,10$ à $0,20$ m
lichte en zware sortering	$\geq 1,5$ à $2 D_{50}$ en $> 0,25$ m	$0,25$ à $0,50 D_{50}$

Figuur 18: Voorbeeld minimale laagdikte en tolerantie. Bron: (Vrijburcht & A. Glerum, 2000)

Het handboek voor het ontwerpen van Schutsluizen (Vrijburcht & A. Glerum, 2000) geeft hierin aanvullend aan onderscheid te maken in de toleranties voor het aanbrengen door middel van een kraan of met een zijlosser (in stroomloze toestand). Zodra de laagdikte wordt aangebracht middels een kraan met afvlakking mag gerekend worden met de minimale toleranties, voor zijlossers dient de maximale tolerantie te worden toegepast.



Figuur 19: Aanbrengen bodemverdediging op zinkstuk. Bron: (Vrijburcht & A. Glerum, 2000)

Voor de uiteindelijke laagdikte geldt:

- Minimale laagdikte = d_{min}
- Gemiddelde laagdikte = $d_{min} + \sigma$
- Maximale laagdikte = $d_{min} + 2\sigma$

Samenvattend hebben eisen aan het ontwerp, materialen en uitvoering allemaal invloed op de betrouwbaarheid van het gehele systeem bodemverdediging.

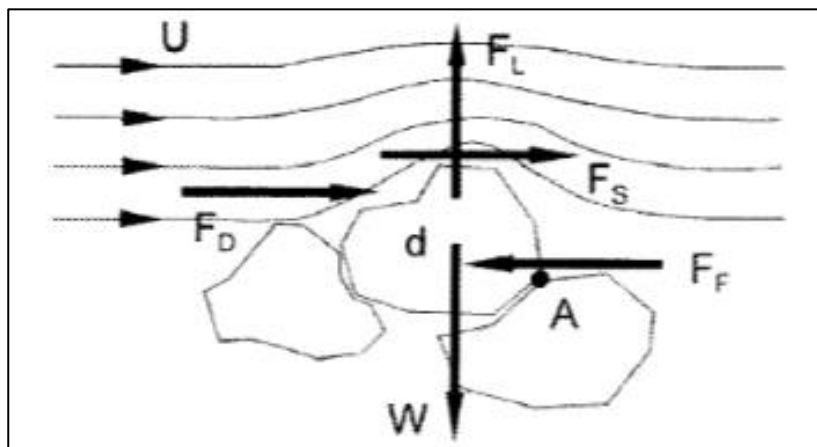
4 Stabiliteit bodemverdediging van breuksteen

Bij het berekenen van een bodemverdediging heeft de stabiliteit een grote, al dan niet leidende, rol. Omdat stabiliteit een belangrijk onderdeel binnen het dimensioneren van breuksteen is, wordt het principe van stabiliteit in dit hoofdstuk beschreven. Er wordt hierbij ingegaan op:

- Krachten;
- Shields en het begin van bewegen.

4.1 Krachten

Op een steen in de stroming werken verschillende krachten. Wanneer de stabiliserende krachten groter zijn dan de mobiliserende krachten zal de steen niet in beweging komen. Als het evenwicht tussen de verschillende krachten verloren gaat zal het steentje beginnen met bewegen. In *Introduction to Bed, Bank and Shore protection* (Schierck, Introduction to Bed, Bank and shore protection, 2005) worden de krachten op een steentje geschematiseerd zoals in Figuur 20:



Figuur 20: Forces on a grain flow. Bron: (Schierck, 2005, p. 50)

In Figuur 20 zijn de volgende krachten te onderscheiden:

- F_D , trekkkracht (drag force) [kN]
- F_L , liftkracht (lift force) [kN]
- F_S , schuifkracht (shear force) [kN]
- F_F , wrijvingskracht [kN]
- W ; gewicht van het steentje [N]

Daarnaast zijn in Figuur 20 de volgende symbolen te zien met de daarbij volgende definities:

- U ; stroomsnelheid [m/s]
- d ; diameter steen [m]
- A ; scharnierpunt/ rotatiepunt steen [-]

De krachten die werken op één enkel steentje, F_D , F_L en F_S , kunnen als volgt worden uitgedrukt:

$$\text{Trekkkracht: } F_D = \frac{1}{2} * C_D * \rho_w * U^2 * A_D$$

$$\text{Liftkracht: } F_L = \frac{1}{2} * C_L * \rho_w * U^2 * A_L \quad (1)$$

$$\text{Schuifkracht: } F_S = \frac{1}{2} * C_S * \rho_w * U^2 * A_S$$

In deze formules staat $C_{D,L,S}$ voor een trek-, lift en schuifkracht-coëfficiënt. Deze coëfficiënt is, zoals beschreven door Steenstra (2014) en Hoan (2008), afhankelijk van het stromingspatroon ter plaatse van de steen en de methode om de stroomsnelheid u te bepalen waarbij niet gespecificeerd is welke methodes dit zijn. $A_{D,L,S}$ staat voor het aangrijpende oppervlak en verschilt per steen. Deze oppervlakte verschilt per steen door verschil in positionering en grote/ vorm van de steen.

Omdat alle krachten evenredig zijn met de snelheid in het kwadraat en de oppervlakte van het steentje evenredig is met de diameter in het kwadraat kunnen de formules allemaal als volgt geschreven worden:

$$F \propto \rho_w * u^2 * d^2 \quad (2)$$

Hierin is F de kracht en d de steendiameter.

Wanneer het steentje net wel/ niet begint met bewegen geldt een evenwicht voor zowel verticale en horizontale richting als een momentevenwicht om punt A. O is hierin de arm van de kracht ten opzichte van punt A. Deze evenwichten kunnen ook worden uitgezet in formules, namelijk:

$$\begin{aligned} \sum H = 0: F_{D,S} &= f * W = F_F \\ \sum V = 0: F_L &= W \\ \sum Ma = 0: F_{L,D,S} * O(d) &= W * O(d) \end{aligned} \quad (3)$$

Het onderwatergewicht W van de steen is gelijk aan:

$$W \propto (\rho_s - \rho_w) * g * d^3 \quad (4)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} \rho_s &= \text{dichtheid steen [kg/m}^3\text{]} \\ \rho_w &= \text{dichtheid water [kg/m}^3\text{]} \\ g &= \text{valversnelling = 9,81 [m/s}^2\text{]} \\ d &= \text{steendiameter [m]} \end{aligned}$$

Met deze vergelijking voor het gewicht kan een evenredige vergelijking opgesteld worden:

$$\rho_w * u^2 * d^2 \propto (\rho_s - \rho_w) * g * d^3 \quad (5)$$

Wanneer de stroming een bepaalde snelheid bereikt begint de steen met bewegen. Deze snelheid wordt ook wel de kritieke stroomsnelheid genoemd en wordt uitgedrukt met u_c .

Dit geeft de volgende vereenvoudiging van de bovenstaande vergelijking:

$$u_c^2 \propto \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) * g * d = \Delta * g * d \rightarrow u_c = \sqrt{\Delta * g * d} \quad (6)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} \rho_s &= \text{dichtheid steen [kg/m}^3\text{]} \\ \rho_w &= \text{dichtheid water [kg/m}^3\text{]} \\ g &= \text{valversnelling = 9,81 [m/s}^2\text{]} \\ d &= \text{steendiameter [m]} \\ \Delta &= \text{relatieve dichtheid} = \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) [-] \end{aligned}$$

Alle formules met betrekking tot stabiliteit van granulair materiaal komen neer op deze evenredigheid aldus Schiereck in *Introduction to Bed, Bank and Shore protection* (2005) en Lammers in *Shields in de praktijk* (Lammers, 1997).

4.2 Shields

In het jaar 1936 heeft Shields aan de hand van experimenten een vergelijking opgesteld voor het bepalen van het begin van bewegen van een granulair materiaal. Uit deze vergelijking komt de zogenaamde Shieldsparameter Ψ . Deze is gebaseerd op de verhouding tussen de krachten op de steen (shear stress, τ_c) en de stabiliteit, gevormd door het gewicht en vorm van de steen. De kritieke waarde van deze parameter geeft de scheiding tussen beweging en stilstand van granulair materiaal in stroming aan. De Shields parameter bestaat uit de relatie tussen de schuifspanning en het Reynoldsgetal. De vergelijking voor de Shieldsparameter is als volgt:

$$\Psi_c = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) * g * d} \quad (7)$$

Waarin:

- Ψ_c = shieldsparameter [-]
- τ_c = schuifspanning [N/m^2]
- ρ_s = dichtheid steen [kg/m^3]
- ρ_w = dichtheid water [kg/m^3]
- g = valversnelling = $9,81 \text{ [m/s}^2\text{]}$
- d = diameter van granulair materiaal (D_{50}) [m]

Zoals beschreven in *Incorporation of the effects of accelerating flow in the design of granular bed protections* (Steenstra, 2014, p. 69) is de vergelijking voor τ_c als volgt:

$$\tau_c = \rho * u_*^2 \quad (8)$$

Door vergelijking 7 in vergelijking 8 te verwerken ontstaat een Shieldsparameter op basis van de schuifsnelheid:

$$\Psi_c = \frac{u_{*c}^2}{\Delta * g * d} \quad (9)$$

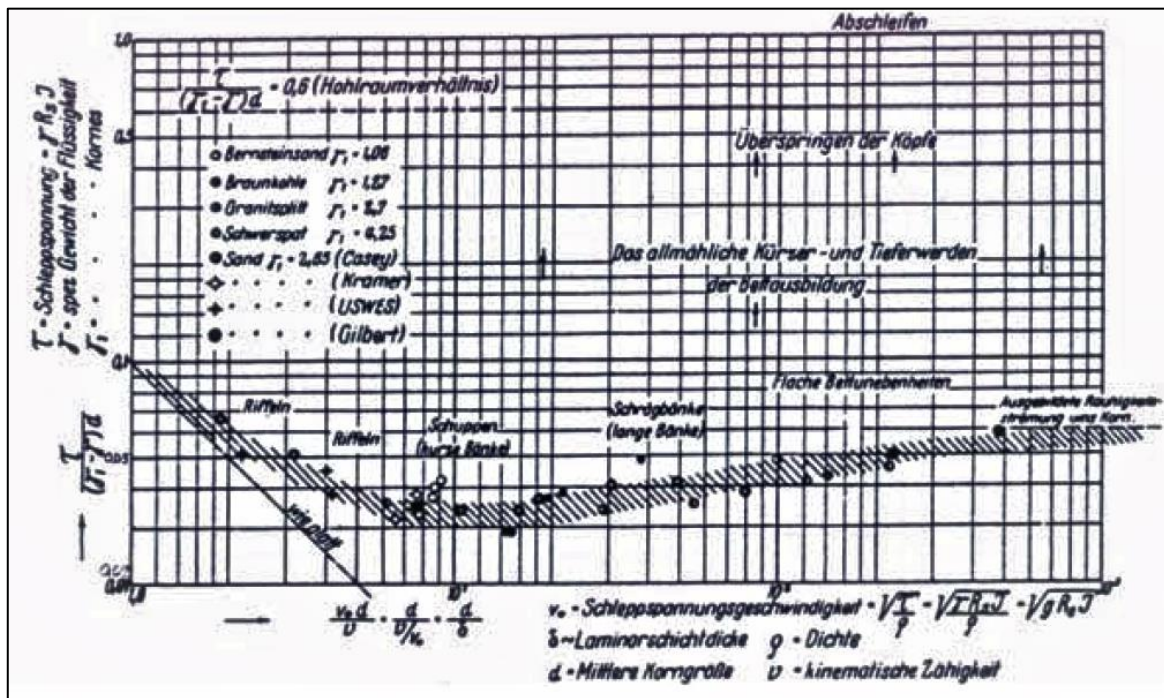
De Shieldsparameter is gebaseerd op de verhouding tussen de schuifspanning en het Reynoldsgetal gebaseerd op de diameter van de steentjes. Dit Reynoldsgetal is anders dan het normale Reynoldsgetal welke gebruikt wordt voor het bepalen of een stroming laminair of turbulent is. Dit Reynoldsgetal bepaald of een steentje wel of niet uitsteekt in de turbulente grenslaag of juist in de klevrige sub-laag zit. De vergelijking wijzigt dan ook in:

$$\Psi_c = Re_* = \left(\frac{u_{*c} * d}{\nu} \right) \quad (10)$$

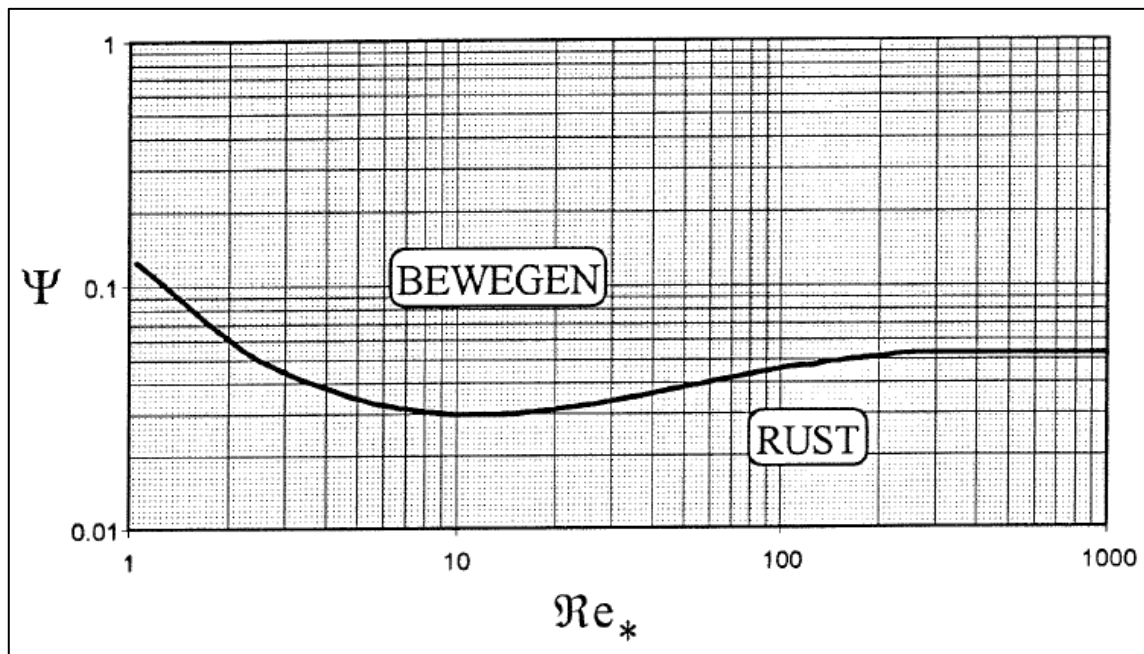
Waarin:

- Re_* = Getal van Reynolds voor stroming bij de bodem [-]
- ν = kinematische viscositeit [m^2/s]

De uitkomsten van de bovenstaande vergelijking zijn door Shields verwerkt tot een diagram. Dit diagram geeft de verhouding tussen de Shieldsparameter en het Reynoldsgetal en daarmee het begin van bewegen. Het diagram wordt ook wel de Shieldscurve genoemd, Figuur 21.



Figuur 21: Shieldscurve. Bron: (Shields, 1936, p. 11)



Figuur 22: Shields diagram. Bron: (Lammers, 1997, p. 23)

Zoals te zien in Figuur 22 blijft de waarde van de Shieldsparemeter bij een hoog Reynoldsgetal (grote gradaties) gelijk. Deze Ψ -waarde is bij een Reynoldsgetal groter dan 500 gelijk aan 0,055. Bij lage Reynoldswaarden (kleine gradaties) vergroot Ψ zich lineair. Dit komt door een compensatie van de stroomsnelheid omdat deze niet representatief is voor de viscoze sub laag waarin deze kleine gradaties zich bevinden.

Schiereck schreef daarover het volgende: *'for very low Re_* - numbers (very small grains), Ψ_c increases linearly with Re_*^{-1} compensating for the square of the velocity in equation (3.5) which is no longer valid in the viscous sub-layer.'* (Schiereck, Introduction to Bed, Bank and shore protection, 2005, p. 53)

Lammers beschrijft in *Shields in de praktijk* (1997) dat de Shieldscurve op te splitsen is in 3 gebieden, namelijk;

- 1: $Re_* < 2$
- 2: $2 < Re_* < 500$
- 3: $Re_* > 500$

Het eerste gebied geldt voor hele kleine gradaties. Deze gradaties zijn zo klein dat ze zich alleen bevinden in de viskeuze sub-laag ofwel laminaire-laag. Er heerst dan ook een grote stabiliteit en het betreft een hydraulisch gladde bodem.

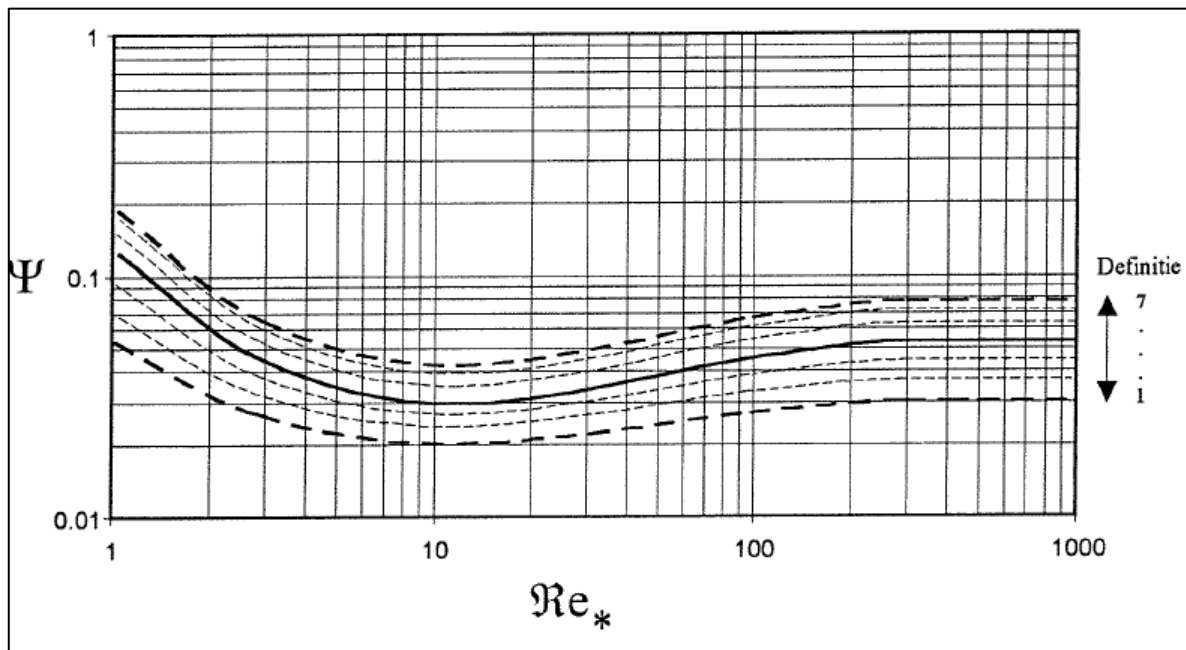
Het tweede gebied betreft een overgang tussen gladde en ruwe wanden. In dit gebied is het materiaal het meest instabiel. Dit komt doordat ze zich net wel of net niet in de viskeuze sub-laag bevinden.

In het derde gebied is de Ψ_c niet meer afhankelijk van stromingscondities op de bodem en blijft daarom gelijk aan 0,055. Deze situatie wordt bereikt bij diameters groter dan 7 mm. Het steentje bevindt zich dan niet meer in de viskeuze sub-laag en er ontstaat turbulentie om het steentje.

4.3 Begin van bewegen

De lijn in de Shieldscurve geeft de grens aan voor het begin van bewegen. Bij Ψ_c boven de lijn zijn de steentjes in beweging en onder de lijn zijn deze in rust. In de realiteit is deze grens tussen rust en beweging een stuk minder duidelijk. Zo zijn er verschillende stadia van bewegen en is er geen duidelijke, plotselinge overgang op te maken. In het afstudeerverslag Shields in de praktijk (Lammers, 1997) is de overgang van rust naar doorgaand transport beschreven in zeven stappen. Deze zeven fases, voortkomend uit ontgrondingsonderzoek M 648/M 863 in het Waterloopkundig laboratorium, zijn als volgt gedefinieerd in rapport S-159-I van het waterloopkundig laboratorium (Breusers & Schukking, 1971) :

- 1) Af en toe beweegt er een steentje;
- 2) Regelmatige verplaatsing van steentjes op enkele locaties;
- 3) Regelmatige verplaatsing van steentjes op meerdere locaties;
- 4) Regelmatige verplaatsing van steentjes op veel locaties;
- 5) Regelmatige verplaatsing van steentjes op alle locaties;
- 6) Permanente verplaatsing van steentjes op alle locaties;
- 7) Algemeen transport van steentjes.



Figuur 23: Definities van begin van bewegen. Bron: (Lammers, 1997, p. 24),

Omdat de toplaag van een bodemverdediging vaak maar uit 1 á 2 maal de diameter van de steengradatie bestaat is het verdwijnen van een aantal stenen al ontoelaatbaar. Om deze reden wordt vaak een Ψ_c van 0,035 aangehouden. Deze Ψ_c waarde van 0,035 is ook terug te vinden in *The rock manual* (CIRIA, 2007). Deze waarde van Ψ_c komt overeen met definitie 1 zoals beschreven in het document Shields in de praktijk (Lammers, 1997).

5 Berekenen van bodemverdediging

Voor het berekenen van de benodigde toplaag van een bodemverdediging bestaan vele methoden en formules. Dit hoofdstuk behandelt de meest voorkomende formules voor het dimensioneren van de toplaag onder belasting van stroming. Onderstaand overzicht geeft de volgorde weer waarin de diverse formules beschreven worden in dit hoofdstuk.

- Escarameia and May;
- Maynord;
- Pilarczyk;
- Hoffmans en Akkerman;
- Izbash;
- Shields;
- Aangepaste Shields.

De formules van Escarameia and May, Maynord & Pilarczyk worden door the Rock Manual gegeven om bodemverdedigingen te dimensioneren onder belasting van stroming. De formule van Hoffmans en Akkerman wordt gegeven voor dimensionering van situaties met kunstwerken dichtbij de bodem, waarbij opgemerkt wordt dat deze ook goed toepasbaar is voor vlakke situaties (CIRIA, 2007, p. 656.). De formules van Izbash, Shields & aangepaste Shields worden genoemd in de Handleiding voor het ontwerpen van granulaire Bodemverdedigingen achter tweedimensionale Uitstromingsconstructies (Franken, Ariëns, & Klatter, 1995) en tevens in het handboek voor het ontwerpen van schutsluizen (Vrijburcht & A. Glerum, 2000).

Het hoofdstuk wordt afgesloten met een korte vergelijking van uitkomsten tussen de verschillende formules onderling.

5.1 Escarameia and May

Escarameia and May hebben een formule opgesteld voor het berekenen van bodemverdediging en daarin een factor voor de turbulentie opgenomen. Dit maakt de formule goed toepasbaar voor het berekenen van bodemverdedigingen rond kunstwerken. In de formule is de mediaan nominale diameter uitgezet tegen de hydraulische en constructieve parameters.

De formule van Escarameia and May ziet er als volgt uit:

$$D_{n50} = c_T * \frac{u_b^2}{2 * g * \Delta} \quad (11)$$

Waarin:

c_T = turbulentie coëfficiënt [-]

u_b = stroomsnelheid bodem [m/s] (gemeten op 10% van de waterdiepte boven de bodem)

g = valversnelling = 9,81 [m/s²]

Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)$ [-]

In *The Rock Manual* (CIRIA, 2007, p. 650) worden de volgende waarden voor de parameters in de formule van Escarameia and May voorgesteld:

Mediaan nominale diameter	Breuksteen: $D_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_r} \right)^{1/3}$ Schanskorven: $D_{n50} = \text{steendiameter in schanskorf}$
Turbulentie coëfficiënt, c_T	Breuksteen: (geldig voor $r \geq 0,05$) $c_T = 12,3 r - 0,20$ Schanskorven: (geldig voor $r \geq 0,15$) $c_T = 12,3 r - 1,65$ Waarin r = turbulentie intensiteit gespecificeerd op 10% van de waterdiepte boven de bodem. $r = \frac{u'_{rms}}{u}$
Stroomsnelheid vlak boven bodem, u_b	Wanneer geen waarden bekend kan een schatting worden gemaakt met de volgende formule: $u_b = 0,74 \text{ á } 0,90 * U$

Tabel 1 voorgestelde waarden parameters Escarameia and May

Voor het bepalen van de turbulentiefactor r ten behoeve van het berekenen van de turbulentie coëfficiënt c_T stelt *The Rock manual* (CIRIA, 2007) het volgende voor:

Situatie	Mate van turbulentie	
	Indicatie	Turbulentie intensiteit, r
Rechte waterloop	Normaal	0,12
Randen van bekleding in rechte waterlopen	Normaal	0,20
Brugpijlers, caissons, krib, etc.	Verhoogde/ hoge	0,35-0,50
Benedenstrooms constructie	Heel hoog	0,60

Tabel 2 voorgestelde waarden voor turbulentie factor Escarameia and May

5.2 Maynard

De formule voorgesteld door Maynard is anders dan de formule van Pilarczyk en Escameia and May niet gebaseerd op het begin van bewegen. In plaats daarvan is de formule gebaseerd op het niet vrijkomen van onderliggende steenlagen. De dikte van de bodemverdediging is dan ook meegenomen in deze formule. In deze formule is de nominale diameter uitgezet tegen de hydraulische en constructieve parameters. De formule van Maynard is als volgt:

$$D_{50} = (f_g)^{0.32} * S_f * C_{st} * C_v * C_T * h * \left(\frac{1}{\sqrt{\Delta}} * \frac{U}{\sqrt{k_{sl} * g * h}} \right)^{2.5} \quad (12)$$

Waarin:

- f_g = gradatie-factor = D85/D15 [-]
- S_f = veiligheidsfactor [-]
- C_{st} = stabiliteitscoëfficiënt [-]
- C_v = stroomsnelheid verdeel factor [-]
- C_T = dikte bodemverdediging coëfficiënt [-]
- h = lokale waterdiepte [m]
- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)$ [-]
- U = dieptegemiddelde stroomsnelheid [m/s]
- k_{sl} = helling factor [-]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s²]

C_v , in het Engels velocity distribution factor, is een factor voor het meenemen van effecten in het snelheidsprofiel. De Blanket thickness coëfficiënt, C_T , is een coëfficiënt welke de extra stabiliteit meeneemt bij het dikker aanbrengen van de bodemverdediging dan minimaal nodig is. k_{sl} , de helling factor, is bijna hetzelfde als in de formule van Pilarczyk. Echter gaven resultaten aan dat deze waarden te conservatief waren waarop Maynard een eigen k_{sl} heeft gespecificeerd.

In *The Rock manual* (CIRIA, 2007, p. 652) worden de volgende waarden voor de parameters voorgesteld:

Veiligheidsfactor, S_f	Minimale waarde: $S_f = 1,1$
Stabiliteitscoëfficiënt, C_{st}	Hoekig materiaal $C_{st} = 0,3$ Rond materiaal $C_{st} = 0,375$
Stroomsnelheid verdeel factor, C_v	Rechte waterlopen en binnen bochten: $C_v = 1,0$ Buitenbochten: $C_v = 1,283 - 0,2 \log\left(\frac{r_b}{B}\right)$ Waarin r_b = radius van de bocht (m) en B = breedte van de waterloop bovenstrooms van de bocht (m). Benedenstrooms betonnen constructies of aan uiteinde van dijken $C_v = 1,25$
Dikte bodemverdediging coëfficiënt, C_T	Standaard ontwerp: $C_T = 1,0$
Hellingsfactor, k_{sl}	$k_{sl} = -0,67 + 1,49 \cot \alpha - 0,45 \cot^2 \alpha + 0,045 \cot^3 \alpha$ Waarin α is de hoek van tussen de oever en de horizontaal.

Tabel 3 voorgestelde waarden parameters Maynard

5.3 Pilarczyk

Pilarczyk presenteerde in 1995 een formule voor het berekenen van de benodigde steendiameter voor bodemverdediging. Hierbij heeft hij de Izbash en Shields formule als basis gebruikt en daar factoren en coëfficiënten aan toegevoegd om tot de onderstaande formule te komen:

$$D = \frac{\phi_{sc}}{\Delta} * \frac{0,035}{\psi_{cr}} * k_h * k_{sl}^{-1} * k_t^2 * \frac{U^2}{2 * g} \quad (13)$$

Waarin:

D = karakteristieke grootte van het beschermende element $D = D_{n50}$ bij breuksteen [m]

ϕ_{sc} = stabiliteits correctie factor [-]

Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)$ [-]

ψ_{cr} = mobiliteitsparameter [-]

k_h = snelheidsprofiel factor [-]

k_{sl} = helling factor [-]

k_t = turbulentie factor [-]

U = dieptegemiddelde stroomsnelheid [m/s]

g = valversnelling = 9,81 [m/s²]

Tabel 4 geeft de voorgestelde waarden uit the Rock Manual (CIRIA, 2007, p. 650) voor de parameters in deze formule. In het volgende hoofdstuk wordt deze formule uitgebreider behandeld.

Karakteristieke grootte van het beschermende element, D	Breuksteen $D = D_{n50} = 0,84 * D_{50}$ (m) Schanskorven $D =$ dikte van element
Relatieve dichtheid, Δ Waarin n_v de porositeit van de laag circa 0,4. ρ_r = dichtheid breuksteen (kg/m ³) en ρ_w = dichtheid water (kg/m ³)	Breuksteen: $\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$ Schanskorven: $\Delta = (1 - n_v) * \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} - 1\right)$
Mobiliteitsparameter, ψ_{cr}	Breuksteen: $\psi_{cr} = 0,035$ Schanskorven (doos/mat): $\psi_{cr} = 0,070$ Schanskorven met rots vulling: $\psi_{cr} < 0,100$
Stabiliteitsfactor, ϕ_{sc}	Blootgestelde randen van schanskorven/blokkenmatten: $\phi_{sc} = 1,0$ Blootgestelde randen van breuksteen: $\phi_{sc} = 1,5$ Doorlopende bodemverdediging van breuksteen: $\phi_{sc} = 0,75$ Blokken met interlocking of kabels: $\phi_{sc} = 0,5$
Turbulentie factor, k_t	Normale turbulentie: $k_t^2 = 1,0$ Niet-uniforme stroming, buitenbocht: $k_t^2 = 1,5$ Niet-uniforme stroming, scherpe buitenbocht: $k_t^2 = 2,0$ Niet-uniforme stroming, speciale gevallen: $k_t^2 > 2,0$
Snelheidsprofiel factor, k_h Waarin h = waterdiepte (m) en k_s = ruwheidshoogte (m). $k_s = 1$ á 3 maal D_{n50} voor breuksteen.	Volledig ontwikkeld snelheidsprofiel: $k_h = 2 / (\log^2 \left(1 + \frac{12h}{k_s}\right))$ Bij ondiep ruwe stroming ($h/D < 5$) kan ongeveer 1 worden aangehouden. Niet volledig ontwikkeld snelheidsprofiel: $k_h = \left(1 + \frac{h}{D}\right)^{-0,2}$
Hellingsfactor k_{sl} α is de helingshoek oever (°), ϕ hoek van inwendige wrijving breuksteen (°). β is de hellingshoek in lengterichting (°).	$k_{sl} = k_d * k_l$ Waarin $k_d = \left(1 - \left(\frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}\right)\right)^{0,5}$ en $k_l = \sin(\phi - \beta) (\sin \phi)$.

Tabel 4 voorgestelde waarden parameters Pilarczyk (CIRIA, 2007, p. 650)

5.4 Hoffmans & Akkerman

Hoffmans & Akkerman hebben een formule gepresenteerd voor het berekenen van bodemverdediging op lage constructies in een waterloop (CIRIA, 2007, p. 656.). Deze formule kan echter ook gebruikt worden voor het berekenen van bodemverdediging in vlakke situaties en is gebaseerd op de Shields parameter. De formule van Hoffmans & Akkerman is als volgt:

$$D_{n50} = 0,7 * \frac{(r_0 * U)^2}{g * \Delta * \psi_{cr}} \quad (14)$$

Waarin:

- r_0 = turbulentie intensiteit [-]
- U = kritische stroomsnelheid [m/s]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s²]
- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)$ [-]
- ψ_{cr} = Shieldsparameter [-]

r_0 is te bepalen met de volgende formule:

$$r_0 = \sqrt{c_s + 1,45 * \frac{g}{c^2}} \quad (15)$$

Waarin:

- c_s = constructie factor [-]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s²]
- C = Chézy coëfficiënt [m^{0,5}/s] te bepalen met $C = 18 \log\left(\frac{12h}{k_s}\right)$

Het berekenen van c_s kan met de volgende formule:

$$c_s = c_k * \left(1 - \frac{d}{h}\right)^{-2} \quad (16)$$

Waarin:

- c_k = turbulentie factor [-]
- d = hoogte constructie [m]
- h = waterdiepte [m]

Op basis van testen wordt een waarde van 0,025 aanbevolen voor c_k . Daarnaast wordt aanbevolen geen grotere waarde dan 0,035 voor de Shields parameter aan te nemen.

5.5 Izbash

In 1930 heeft Izbash een relatie afgeleid voor ondiep water met een relatief grote steendiameter. Izbash heeft in deze relatie geen parameter voor de diepte opgenomen en daarnaast is de plaats van de stroomsnelheid niet duidelijk gedefinieerd. Deze relatie wordt daarom veelal gebruikt om een eerste inschatting te geven. De formule van Izbash ziet er als volgt uit:

$$\Delta D_n = \beta * \frac{U^2}{2 * g} \quad (17)$$

Waarin:

- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)$ [-]
- D_n = nominale diameter breuksteen [m]
- β = stromingscoëfficiënt [-] 0,7 bij lage turbulentie 1,4 bij hoge turbulentie
- U = stroomsnelheid [m/s]
- g = valversnelling = 9,81 [m/s²]

5.6 Shields

Naast de Shieldsparameter heeft Shields in 1936 ook een stabiliteitsformule voor breuksteen opgesteld. Deze vergelijking is toepasbaar voor uniforme stroming en is onder andere gebaseerd op de kritieke Shieldsparameter. Afhankelijk van de acceptabele schade aan de bodemverdediging wordt deze vastgesteld op 0,032 voor het begin van bewegen en op 0,06 á 0,07 voor doorgaand transport. De waterdiepte is opgenomen in de Chézy-waarde. De formule van Shields ziet er als volgt uit:

$$\Delta D_n = \frac{U^2}{C^2 * \psi} \quad (18)$$

Waarin:

- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)$ [-]
- D_n = nominale diameter breuksteen [m]
- U = stroomsnelheid [m/s]
- C = Chézy coëfficiënt [m^{0,5}/s]
- ψ = kritieke Shieldsparameter [-]

5.7 Uitgebreide Shields

Omdat de formule van Shields geldt voor uniforme stroming kan deze niet worden toegepast bij niet-uniforme stroming, bijvoorbeeld net achter een constructie. Door de tijd heen is daardoor een aanvulling op de Shields-formule tot stand gekomen. Deze aanvulling uit zich in de vorm van een K-waarde. Deze waarde moet de verhoogde stroomsnelheid en turbulentie representeren middels een vergrotingsfactor op de stroomsnelheid. De uitgebreide Shields-formule is als volgt:

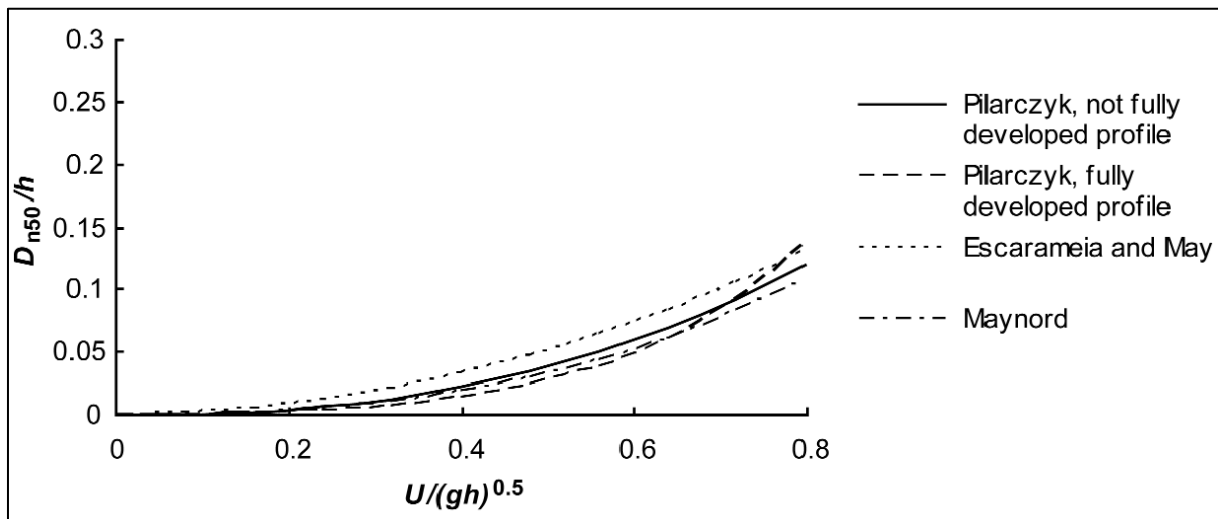
$$\Delta D_n = \frac{(K*U)^2}{C^2*\psi} \quad (19)$$

Waarin:

- Δ = relatieve dichtheid = $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)$ [-]
- D_n = nominale diameter breuksteen [m]
- C = Chézy coëfficiënt [$m^{0.5}/s$]
- ψ = kritieke Shieldsparameter [-]
- K = stabiliteitsfactor [-] afhankelijk van constructie
- U = verticaal gemiddelde snelheid [m/s]

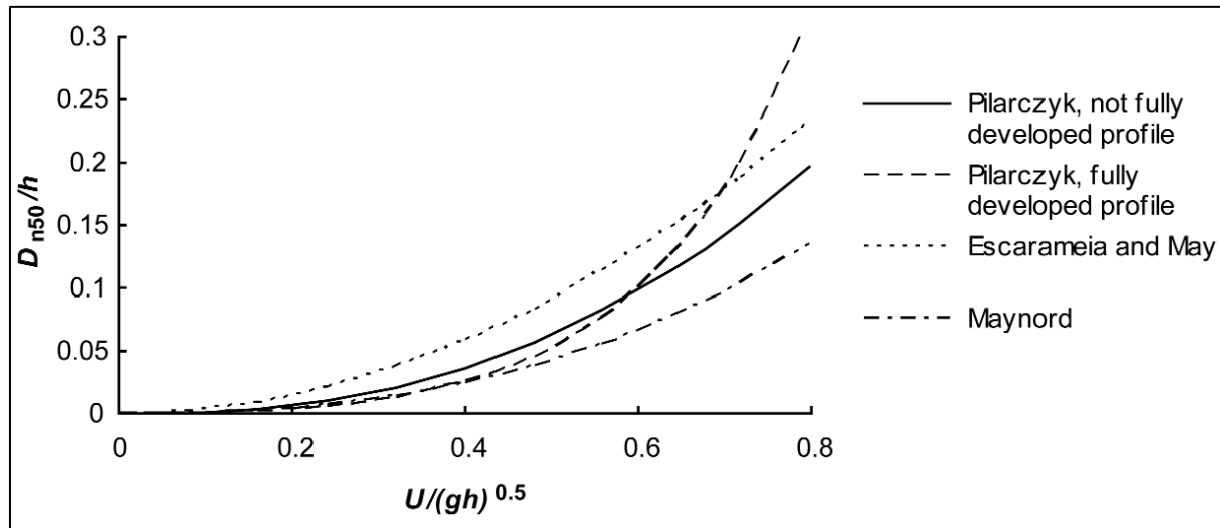
5.8 Vergelijking formules

Afhankelijk van de formule welke gekozen wordt bij het dimensioneren van een bodemverdediging wordt een diameter voor het granulaire materiaal berekend. In de literatuur is het een en ander te vinden over vergelijkingen gemaakt tussen deze verschillende formules. Allereerst de vergelijking zoals beschreven in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007). Hierin zijn voor een vooraf gespecificeerde situatie de uitkomsten per formule geplot in een grafiek. Dit is tweemaal gedaan, eenmaal voor een normale turbulentie en eenmaal voor een situatie met verhoogde turbulentie.



Figuur 24: Stability of stone under attack of normal turbulence. Bron: (CIRIA, 2007, p. 653)

Zoals te zien (Figuur 24) geven bij normale turbulentie de drie formules (Pilarczyk, Escarameia and May en Maynard) redelijk gelijkwaardige uitkomsten. Het maakt dan ook niet veel uit welke formule hier wordt toegepast. Het verschil in uitkomsten wordt in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007, p. 653) gelinkt aan de veiligheid coëfficiënten in de formules. Zo zit in de formule van Maynard een constante veiligheidsfactor waar de formule van Escarameia and May gebaseerd is op data uit laboratorium testen.



Figuur 25: Stability of stone under attack for increased turbulence levels. Bron: (CIRIA, 2007, p. 653)

In Figuur 25 is te zien dat bij een verhoogde turbulentie de formule van Escarameia and May de veiligste uitkomsten levert. In *The Rock Manual* (CIRIA, 2007, p. 653) wordt beschreven dat dit komt doordat de formule van Escarameia and May is opgesteld om specifiek de effecten van turbulentie op de stabiliteit van breuksteen te karakteriseren. Daarnaast kunnen grote waterdieptes niet worden meegenomen in de formule van Escarameia and May wat resulteert in afwijkende uitkomsten in vergelijking met de formules van Pilarczyk en Maynard.

Een ander interessant punt beschreven in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007, p. 653) is dat in de formule van Maynard geen specifieke turbulentiefactor te vinden is. Voor situaties met een verhoogde turbulentie kan de snelheidsverdeelcoëfficiënt op 1,25 aangenomen worden maar dit kan onvoldoende zijn voor extreme situaties.

In de handleiding voor het dimensioneren van granulaire bodemverdediging (Franken, Ariëns, & Klatter, 1995) wordt kort de formule van Pilarczyk met de uitgebreide Shields vergeleken. De formule van Pilarczyk geeft door meer afzonderlijke parameters de ontwerper de kans de formule af te stemmen op specifieke situaties. Dit is naast een voordeel ook een valkuil voor de formule van Pilarczyk. Een verkeerde aanname van de parameters, bijvoorbeeld bij bijzondere situaties, kan leiden tot een totaal verkeerde uitkomst. In de uitgebreide Shields formule is enkel de K-factor verantwoordelijk voor de spreiding in de steendiameter. Daarnaast zijn voor deze formule door de tijd heen veel gegevens verzameld.

Als laatste is er in *Ontwerp van Schuifsluizen deel 2* (Glerum, 2000, pp. 16-22) een vergelijking gemaakt tussen de Izbash-, Uitgebreide Shields- en Pilarczyk formule op basis van een voorbeeldberekening, zie Tabel 5. Aan de uitkomsten van deze berekening is te zien dat de formules van Izbash en Pilarczyk redelijk dezelfde waarden geven. De uitgebreide Shields-formule geeft echter veel lagere uitkomsten in steendiameter dan de hiervoor genoemde formules. Het verschil tussen de formule van Izbash en Pilarczyk zijn wederom de te kiezen parameters. De formule van Izbash is een eenvoudige formule waar maar weinig parameters gekozen hoeven te worden. De formule van Pilarczyk heeft zoals eerder beschreven juist een heleboel verschillende parameters om juist aan te nemen. Dit geeft de mogelijkheid de formule toe te spitsen op de geldende situatie maar geeft daarmee ook een grote kans op fouten.

Formule	D_n [m]
Izbash	
Leidingstroom	0,22
Schroefstraal	0,36
Retourstroom	0,07
Uitgebreide Shields	
Leidingstroom	0,13
Schroefstraal	0,25
Retourstroom	0,02
Pilarczyk	
Leidingstroom	0,20
Schroefstraal	0,38
Retourstroom	0,05

Tabel 5. Uitkomsten vergelijking berekening.

Als er gekeken wordt naar alle formules is het onderzoeksteam van mening dat de formule van Pilarczyk het best toepasbaar is voor het berekenen van bodemverdedigingen en dit is ook de veel gebruikte formule in Nederland. Het is van belang bij het gebruik van de formule van Pilarczyk scherp te zijn op de aan te nemen parameters. Het verkeerd aannemen van deze parameters kan leiden tot een totaal verkeerde diameter van de breuksteen en daarmee mogelijk falen van de te beschermen constructie.

6 Formule van Pilarczyk

In 1993 heeft K.W. Pilarczyk zijn formule gepresenteerd tijdens een congres in Fort Collins, dit congres stond in het teken van onder andere het dimensioneren van bodemverdedigingen.

In onderstaande paragrafen meer informatie over de totstandkoming van de formule, hoe de verschillende parameters in de formule toe te passen en waarop deze gebaseerd zijn.

Deze formule is nu opgenomen in The Rock Manual als formule 5.219.

6.1 Achtergrond formule

Het evenwicht van, een gedeelte van, een bodemverdediging is verstoord als het resultaat van het versturende effect (sleep- lift- en viskeuze krachten) groter is dan de stabiliserende werking van de zwaartekracht en eventuele cohesie. De krachten die optreden worden uitgedrukt in bekende termen als snelheden of schuifspanningen, deze krachten kunnen zeer sterk fluctueren waardoor het begin van bewegen ook een statistisch aspect heeft.

De oudere formules zagen er veelal uit als: $U_{bodem} = (4,5 \text{ a } 5) * \sqrt{D}$, welke weer in een dimensilose vorm geschreven konden worden als $\frac{U_{bodem}^2}{2g\Delta D} = 0,62 \text{ tot } 0,77$.

Vanuit deze bases zijn veel formules ontwikkeld, waaronder een formule van Izbash voor blootgestelde stenen op een drempel $\frac{U^2}{2g\Delta D_{50}} = \varphi = 0,7$ (formule 5.120 The Rock Manual) en

$\frac{U^2}{2g\Delta D_{50}} = \varphi = 1,4$ voor ingesloten stenen op een drempel (formule 5.121 The Rock Manual).

Hiervoor was het nodig de snelheid rond de bodem te kennen of deze af te leiden van de gemiddelde stroomsnelheid door aan te nemen dat deze ca. 40% groter is dan de snelheid aan de bodem bij waterdieptes groter dan 1 meter.

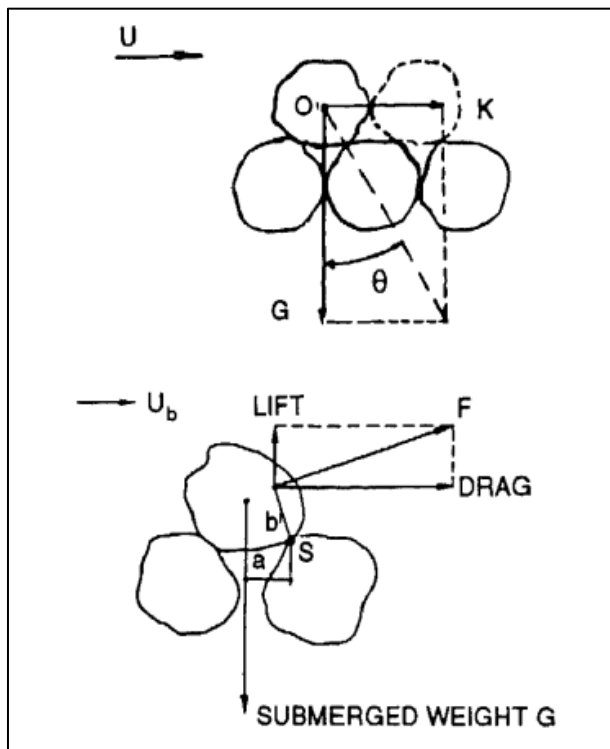
In principe zijn alle formules gebaseerd op het feit dat er evenwicht moet zijn tussen de versturende en stabiliserende krachten.

De versturende kracht is de resultante van sleep- en opwaartse kracht welke recht evenredig verbonden zijn met de stroomsnelheid aan de bodem of de schuifspanning aan de bodem en het aangestroomde oppervlak van het bodemmateriaal.

De stabiliserende kracht bestaat uit de zwaartekracht gevormd door het onderwater gewicht en de weerstand van het materiaal gebaseerd op de hoek van inwendige wrijving.

De condities voor evenwicht in formulevorm $K = fG$. Hierin is K de versturende resultante, f de $\tan \theta$ (hoek van inwendige wrijving) en G de zwaartekracht gebaseerd op het onderwatergewicht.

Bovengenoemde parameters weergegeven in Figuur 26.



Figuur 26: Parameters voor evenwicht. Bron: (Pilarczyk, 1993).

Dit basisprincipe voor evenwicht kan uitgedrukt worden als functie van de snelheid:

$$U^2 / 2g\Delta D_{50} = (2/3)^f / C_d = \varphi \quad (20)$$

Hierin is:

f de $\tan \theta$ (hoek van inwendige wrijving) [-],

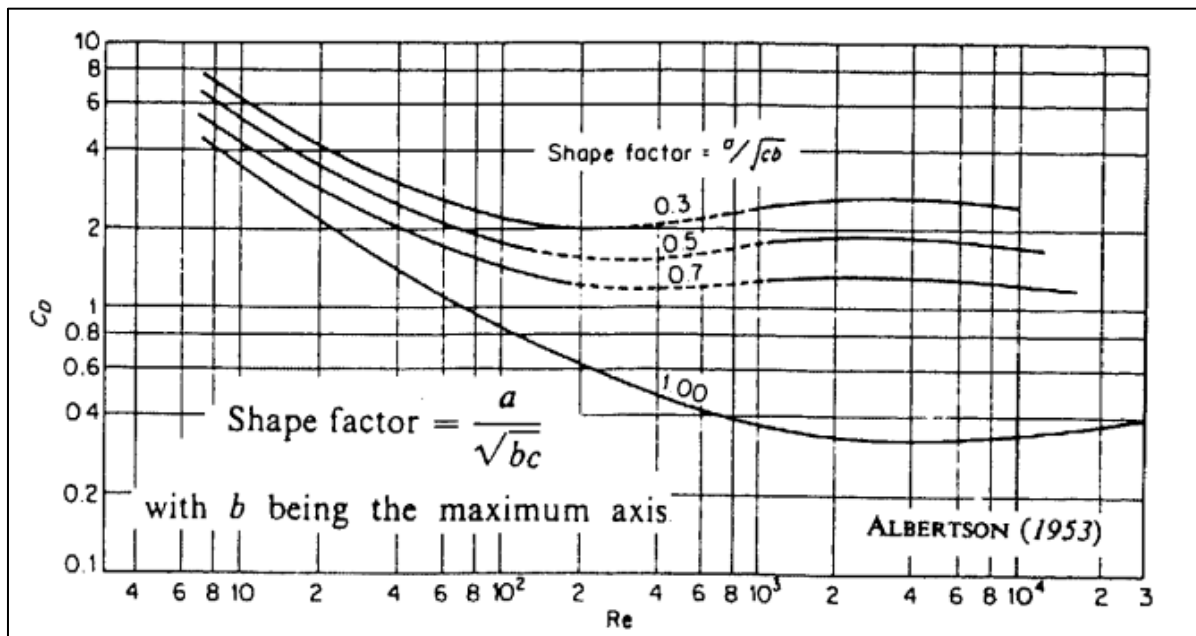
C_d de sleepcoëfficiënt [-],

U de bodemsnelheid [m/s],

D de nominale diameter [m],

Δ relatieve dichtheid [-].

Als men voor bovenstaande formule aanneemt dat $\theta 42^\circ$ is en C_d ligt tussen 0,4 tot 1 (gebaseerd op Figuur 27) volgt na berekening een φ variërend tussen 0,6 en 1,5 (vergelijkbaar met de eerder in deze paragraaf genoemde formule van Izbash φ 0,7 tot 1,4).



Figuur 27: Sleepcoëfficiënt versus getal van Reynolds door Graf in 1984. Bron: (Pilarczyk, 1993)

Gebaseerd op voorgaande berekening gebaseerd op vergelijking 20 en Figuur 26 kan gesteld worden dat er evenwicht is als: $Fb = Ga$ of $U^2/2g\Delta D_{50} = (2/3)^{a/b}/C_f = \varphi$. (21)

C_f is in deze formule een combinatie van coëfficiënten voor de sleep- en zwaartekracht. Als aangenomen wordt dat $a = b$ en C_f is 0,4 tot 1 en men geeft deze waarden in de formule in dan komt φ uit op 0,67 tot 1,67 welke wederom overeenkomen met Izbash eerdergenoemd in deze paragraaf.

Beide methodes tonen aan dat een eenvoudige statische evenwichtsbenadering redelijke resultaten opleveren met realistische getallen. Daarnaast bevatten de formules de belangrijkste betrokken parameters en geven de algehele opbouw van een algemeen stabiliteitscriterium weer.

Door in formules (20) en (21) diverse parameters te vervangen (de stroomsnelheid door bodemschuifspanning, en numerieke parameters als C_f en f door Ψ) krijgt de formule de form van $\tau_0 > \psi (\rho_s - \rho_w) g D^3$. (22)

Hierin is Ψ een gecombineerde factor afhankelijk van:

- De stromingscondities in de buurt van de bodem;
- De vorm van de bodemdelen;
- De oneffenheden van de bodem;
- Het getal van Reynolds.

Ψ verandert hier in Ψ_{cr} zodra wordt uitgegaan van de kritieke condities voor het begin van bewegen.

Doordat de stroomsnelheid evenredig is aan de schuifsneldheid ($u_* = \sqrt{\tau/\rho_w}$) geven alle andere theoretisch benaderingen eenzelfde resultaat zoals $\psi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho_w)gD} = \frac{u_{*cr}^2}{\Delta g D} = f Re_*$ of

$$u_* = \sqrt{\tau/\rho_w} = \sqrt{g R i} = U \sqrt{g/C} \quad \text{hierin is } Re_* = u_{*cr} D/\nu.$$

6.2 Afleiding ontwerp criteria

Deze paragraaf behandelt hoe Pilarczyk zijn formule tot stand heeft gebracht. Dit begint met het beschrijven van het basisprincipe voor het begin van bewegen en aansluitend de diverse coëfficiënten die hij heeft toegevoegd om te komen tot de uiteindelijke formule.

In een constante stroming is de schuifspanning τ die op de bodem werkt te bepalen met:

$$\tau_0 = \rho_w g \frac{U^2}{C^2}. \quad (23)$$

In die gevallen waarbij de bodem hydraulisch ruw is hangt de Chezy waarde enkel af van de hydraulisch straal R of de waterdiepte h en de bodemruwheid. C (de coëfficiënt van Chezy) is afhankelijk van de situatie en te bepalen met $C = 18 \log 1 + \frac{12h}{k_s}$ (Christensen 1972) of de meest

$$\text{voorkomende vorm } C = 18 \log \frac{12h}{k_s}. \quad (24)$$

Waarbij k_s de mate van ruwheid van de bodem weergeeft zoals besproken wordt in 6.3.5. Het toepassen van het Shields criterium en de formule van Chezy geeft een standaard stabiliteitscriterium

$$\text{gebaseerd op de gemiddelde stroomsnelheid } \frac{U^2/2g}{\Delta D_{50}} = \frac{C^2}{2g} \Psi_{cr}. \quad (25)$$

Voert men nu in bovengenoemde formule de volledige formule voor C in en werkt men deze enigszins om dan ontstaat het criterium voor een volledig ontwikkeld (logaritmisch) snelheidsprofiel over een horizontale bodem:

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta D g}} = \frac{18}{\sqrt{g}} \log\left(\frac{12h}{k_s}\right) \sqrt{\Psi_{cr}}. \quad (26)$$

Als ervan uit wordt gegaan dat voor grof materiaal $k_s = 2D_{90} \approx 4D_{50}$ en men vervangt U door u_{cr} dan ontstaat een stabiliteitscriterium voor het begin van bewegen.

$$\text{In formule vorm uitgewerkt: } \frac{u_{cr}}{\sqrt{\Delta D_{50} g}} = 5,75 \log\left(\frac{3h}{D_{50}}\right) \sqrt{\Psi_{cr}}. \quad (27)$$

Als alternatief kan in plaats van $\frac{C^2}{2g}$ ook Λ_h worden ingevoerd welke de invloed van de relatieve waterdiepte $\left(\frac{h}{D_{50}}\right)$ vertegenwoordigd. Λ_h wordt gezien als een snelheidsprofielfactor aangezien het snelheidsprofiel afhankelijk is van de relatieve waterdiepte.

Zodra men de snelheidsprofielfactor koppelt aan de coëfficiënt van Chezy op basis van k_s geeft dit de

$$\text{formule } \Lambda_h = \frac{18^2}{2g} \log^2\left(\frac{3h}{D_{50}}\right). \quad (28)$$

Als men voor Ψ_{cr} nu een waarde invoert dan krijgt deze de rol van schadeparameter en is de term toepasbaar als snelheids criterium. Hierop gebaseerd heeft Pilarczyk in 1989 voor een niet volledig ontwikkeld snelheidsprofiel de volgende formule voorgesteld: $\Lambda_h = 32\left(\frac{h}{k_s}\right)^{0,2} \cong 32\left(\frac{h}{D_n}\right)^{0,2}$. (29)

Dit is vergelijkbaar met de aanpak van Stricklers weerstandsformule voor een volledig ontwikkeld snelheidsprofiel $\Lambda_h = \frac{625}{2g} \left(\frac{h}{k_s}\right)^{0,33}$. Aangenomen mag worden dat in gevallen waarbij de relatieve waterdiepte $\frac{h}{D_{50}} \leq 5$ is de stroming door de bovenlaag van de bodemverdediging niet mag worden verwaarloosd. Derhalve dient een denkbeeldige extra waterdiepte (afhankelijk van het poriënvolume) worden toegevoegd aan de waterdiepte in de formule van ten minste 1 maal D_n .

Hierdoor zien de formules er als volgt uit:

- Chezy ontwikkeld profiel $\Lambda_h = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left(1 + 12 \frac{(h + D_n)}{k_s} \right)$ (30)

- Strickler ontwikkeld profiel $\Lambda_h = \frac{625}{2g} \left(\frac{(h + D_n)}{k_s} \right)^{0,33}$ (31)

- Izbash niet ontwikkeld profiel $\Lambda_h = 35$ (32)

- Pilarczyk niet ontwikkeld profiel $\Lambda_h = 32 \left(1 + \frac{h}{D_n} \right)^{0,2}$ (33)

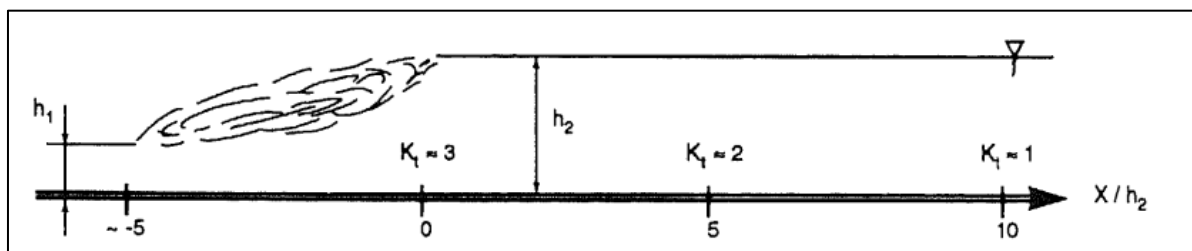
Als kanttekening bij de denkbeeldige extra waterdiepte moet worden meegegeven dat deze nagenoeg verwaarloosbaar wordt in gevallen voor $\frac{h}{D} > 2$ en het meest praktisch is voor $\frac{h}{D} < 1$.

De formules (30) tot en met (33) nemen nog niet de gevolgen van turbulentie, ten gevolge van constructies of obstakels zoals bochten of kribben, mee in de berekening.

Ten gevolge van turbulentie neemt de grote van de stroomsnelheid of schuifspanningssnelheid toe met de factor $K_t = \varphi_t^2 = \left(\frac{(1+3r)}{1,45} \right)^2$ (34)

Hierin staat r voor relatieve turbulentie intensiteit.

Gebruikelijke waardes van r zijn 0,10 voor uniforme stroming in rivieren en 0,15 voor stroming over een ruw bed. Deze waardes voor r resulteren in een K_t waarde van 0,80 en 1.



Figuur 28: K_t waardes per afstand vanaf een watersprong. Bron: (Pilarczyk, 1993).

In Figuur 28 weergegeven de K_t waardes bij een watersprong en de afname hiervan met toenemende lengte vanaf de watersprong. r waardes van 0,5 tot 0,35 worden gevonden op afstanden van het eind van de watersprong tot 5 maal de waterdiepte vanaf het einde van de watersprong. Hierna neemt K_t af tot 1 op een afstand van 10 tot 15 maal de waterdiepte vanaf het einde van de watersprong. De hierbij behorende waardes voor K_t zijn: 3, 2 en 1.

Door het toevoegen van de correctiefactoren voor turbulentie K_t , snelheidsprofiel Λ_h , hellingfactor K_s en een stabiliteitsfactor ϕ komt een algemeen toepasbare formule gebaseerd op de kritieke gemiddelde stroomsnelheid tot stand, in formulevorm:

$$\frac{U^2/2g}{\Delta D} = \frac{K_s \Lambda_h \psi_{cr}}{\phi K_t} \quad (35)$$

Binnen de formule werkt K_s als een reductiefactor op de sterkte en K_t samen met ϕ als verzwaring van de belasting.

Als voorbeeld voor formule (35) wordt vermeld:

als stroming over gaat van een gladde ondergrond (bijvoorbeeld beton) naar een ruwe ondergrond (bijvoorbeeld een granulaire bodemverdediging) worden de schuifspanningen die werken op de bodemverdediging ter plaatse van de overgang soms wel twee maal zo groot.

Eenzelfde fenomeen komt voor bij stroming in meerdere richtingen zoals getijdenwerking waardoor de rand van de verdediging tevens wordt belast met stroming die vanaf het strand terugtrekt.

Hiervoor is het nodig om een aanzienlijke aanpassing te doen qua waardes in de formule in verband met de veranderende schuifspanning aan de randen van de bodemverdediging. Derhalve worden in paragraaf 6.3.3 verschillende waardes gegeven voor de stabiliteitsfactor ϕ .

Ten behoeve van de praktische toepasbaarheid van de formule voor het berekenen van een bodemverdediging onder belasting van stroming zag de formule er als volgt uit:

$$\Delta D_n = \frac{0,03 \phi_c K_t K_h U^2}{2g \psi_{cr} K_s} \text{ of } \frac{U^2}{2g \Delta D_n} = \frac{\psi_{cr} K_s}{0,03 \phi_c K_t K_h} \quad (36)$$

Hierin staat de waarde van 0,03 voor de referentiewaarde van de schuifspanningsparameter en is K_h de beschrijving van het snelheidsprofiel te berekenen middels $K_h = \frac{33}{\Lambda_h}$. Λ_h is hierin afhankelijk van het aanwezige snelheidsprofiel, logaritisch staat voor ontwikkeld en exponentieel voor niet volledig ontwikkeld. De factor 33 is afgeleid van de referentiewaarde van Shields voor het begin van bewegen ten behoeve van eenvoudigere praktische toepassing van de formule.

6.3 Toepassing formule

Een alternatief voor het gebruiken van theoretische drempelwaardes voor schuifspanning of kritieke stroomsnelheid zijn empirisch ontwikkelde formules. In 1989/1990 heeft Pilarczyk een overzicht gepresenteerd van diverse praktische ontwerpformules voor het dimensioneren van granulaire of granulair gerelateerde bodemverdedigingen onder belasting van stroming.

Deze formules heeft hij uiteindelijk gecombineerd, zoals beschreven in de twee voorliggende

paragrafen 6.1 en 6.2, tot een algemene formule: $\Delta_m D_n = \phi_c K_t \frac{0,035}{\psi_{cr}} K_h K_s^{-1} \frac{U^2}{2g}$ (37)

In deze formule staan de parameters voor:

D_n nominale diameter [m] (breuksteen $D_n = \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_s}}$ of $D_n = 0,84 D_{50}$ en blokkenmatten $D_n = D_{blok}$)

Δ_m	relatieve dichtheid materiaal [-] $\frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w}$
ϕ_c	stabiliteitsfactor voor stroming [-]
K_t	correctiefactor voor turbulentie [-]
K_h	factor voor diepte en/of snelheidsprofiel [-]
K_s	factor voor de invloed van een helling [-]
ψ_{cr}	Shields parameter voor begin van beweging [-]
U	(diepte)gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
g	valversnelling [m/s ²]

De factor 0,035 in plaats van de initiële 0,03 is gekozen als gemiddelde voor het begin van bewegen (ψ_{cr} tussen 0,03 en 0,04) en sluit daarmee ook beter aan op de afgeronde getallen van de stabiliteitsfactor ϕ_c .

Voor die gevallen waarbij absoluut geen beweging of juist wel enige verplaatsing is toegestaan kan gevarieerd worden tussen $\psi_{cr} = 0,025$ voor absoluut geen beweging en $\psi_{cr} = 0,05$ voor enige verplaatsing.

6.3.1 Karakteristieke grootte materiaal D_{n50}

Door middel van het bepalen van de maatgevende belastingen en de hierbij behorende waarden in te voeren in de formule bereken je de benodigde karakteristieke grootte van de toe te passen stenen. De uitkomst van de formule D is hierin gesteld de D_{n50} te zijn voor breuksteen ($D_{n50} \approx 0,84 * D_{50}$) en in het geval van schanskorven is D de minimale dikte van het element.

Voor die gevallen waarbij geen D_{n50} van het toe te passen materiaal voorhanden is kan de uitkomst ook worden omgewerkt naar de M_{50} , aangezien de M_{50} van een partij altijd te bepalen is door middel van weging. In dat geval kan de uitkomst omgewerkt worden met behulp van de formule:

$$M_{50} = \rho_{materiaal} * D_{n50}^3 \quad (38)$$

6.3.2 Relatieve dichtheid Δ

De relatieve dichtheid Δ [-] geeft het effectieve onderwatergewicht weer van de breuksteen. Deze wordt bepaald middels de formule $\Delta = \frac{\rho_{materiaal} - \rho_{water}}{\rho_{water}}$.

Door het toepassen van de relatieve dichtheid wordt de berekende diameter een functie van het soortelijk gewicht en is deze toepasbaar voor verschillende materialen met een andere dichtheid. De combinatie ΔD_{n50} zorgt voor de uiteindelijke weerstand tegen de belastingen. Doordat het effectieve onderwatergewicht en de nominale diameter gekoppeld zijn geven deze feitelijk de zwaarte van de toe te passen stenen weer.

6.3.3 Stabiliteit correctie factor ϕ_{sc}

De stabiliteitscorrectiefactor ϕ_{sc} [-] is een correctiefactor aangezien de ontwerpformules voor de stabiliteit van de toplaag uitgaan van een oneindige doorgaande laag bodemverdediging. In de praktijk komt dit nooit voor en heeft men te maken met overgangen tussen lagen en randen van lagen. Door middel van het toepassen van deze correctiefactor worden de geometrische invloeden van overgangen (en de hiermee samenhangende veranderende hydraulische belastingen) opgenomen in de formule. In alle gevallen dat het niet gaat om een (oneindig) doorgaande laag dient de waarde van deze factor groter dan 1 te zijn. De aanbevolen waarden (uitgaande van een los gestorte granulaire bodemverdediging) uit the Rock Manual voor deze factor zijn:

- Randen en overgangen in de bodemverdediging $\phi_{sc} = 1,5$;
- Voor een doorgaande bodemverdediging $\phi_{sc} = 0,75$.

Ten tijde van de introductie van de formule heeft Pilarczyk de onderstaande waarden voorgesteld:

- Randen en overgangen in de bodemverdediging $\phi_{sc} = 1 \text{ tot } 1,5$;
- Voor een doorgaande bodemverdediging $\phi_{sc} = 0,50 \text{ tot } 0,75$.

De samenstelling/ opbouw van de bodemverdediging hebben invloed op de toe te passen waarde van de stabiliteitsfactor. In het algemeen genomen zijn de hogere waardes conservatief en veilig terwijl de lagere waardes beter toegepast kunnen worden in het geval van systemen met meer samenhang zoals blokkenmatten en gabions of als er een lichte mate van beweging is toegestaan. Als voorbeeld wordt een waarde van 0,5 gegeven voor ingewassen zetsteen op een perfect vlakke ondergrond ten opzichte van een waarde van 1,5 voor een blootgestelde rand van breuksteen op een geotextiel. Als voorbeelden voor blootgestelde randen geeft hij:

- Randen van ontgrondingskuilen en zeker in het geval van stroming in meerdere richtingen ten gevolge van eb en vloed;
- Randen van teenconstructies;
- Overgangen tussen verschillende vormen van bodemverdedigingen.

De expliciet meegegeven kanttekening hierbij is nogmaals dat zeker in het geval van ontgrondingskuilen en eb en vloed er conservatief gedimensioneerd dient te worden. Aanvullend wordt opgemerkt dat om praktische redenen er vaak voor wordt gekozen de gehele verdediging te dimensioneren gebaseerd op de instabiliteit van de randen, als dit niet gedaan wordt dient er rekening mee gehouden te worden dat randen en overgangen specifiek bekeken dienen te worden. Door alle onzekerheden en uiteenlopende situaties is en blijft het lastig om een eenduidige waarde voor de stabiliteitsfactor te geven en Pilarczyk benadrukt dat voor iedere situatie afzonderlijk het technisch inzicht een doorslaggevende rol speelt.

6.3.4 Mobiliteitsparameter ψ_{cr}

De mobiliteitsparameter geeft een weergave van de stabiliteit van de toplaag weer refererend aan de kritieke Shieldsparemeter. Meer over de Shieldsparemeter en zijn oorsprong is te vinden in hoofdstuk 4. Hierbij wordt de kritieke Shieldsparemeter gebruikt als een referentiekader. De verhouding $\frac{0,035}{\psi_{cr}}$ geeft een eerste indruk over de stabiliteit van de constructie. Er wordt wel geadviseerd om model testen uit te voeren voor iedere nieuwe situatie om zicht te krijgen op het werkelijk functioneren binnen die specifieke situatie.

Voor ψ_{cr} worden in the Rock Manual de volgende waardes voorgesteld:

- Breuksteen: $\psi_{cr} = 0,035$
- Schanskorven: $\psi_{cr} = 0,070$
- Schanskorven met rots: $\psi_{cr} < 0,10$

Uitgangspunt hierbij is begin van bewegen (waarover meer te lezen is in paragraaf 4.3), indien verplaatsing acceptabel is kunnen andere waardes toegepast te worden.

Pilarczyk heeft in zijn presentatie van de formule zelf beschreven dat hij initieel gekozen heeft voor een waarde van $\frac{0,03}{\psi_{cr}}$ en voor ψ_{cr} een waarde tussen 0,03 en 0,04 voor begin van bewegen. Omwille van de vereenvoudiging is gekozen voor $\frac{0,035}{\psi_{cr}}$ in de uiteindelijke formule, waardoor de formule ook veiliger is geworden. Indien men nog meer veiligheid in de berekening wenst op te nemen kan gekozen worden voor de variant $\frac{0,04}{\psi_{cr}}$ gecombineerd met een lagere waarde voor ψ_{cr} .

Binnen zijn formule heeft Pilarczyk zelf geopperd te kiezen voor waardes $\psi_{cr} = 0,025$ voor absoluut geen beweging en $\psi_{cr} = 0,05$ voor enige toegestane verplaatsing.

6.3.5 Snelheidsprofielfactor k_h

De snelheidsprofielfactor k_h reduceert de dieptegemiddelde stroomsnelheid tot een snelheid aan de bodem, de snelheid die effectief werkt als aandrijvende kracht voor het begin van bewegen. Indien voor een situatie de snelheid aan de bodem bekend is kan deze factor gelijk aan 1 gesteld worden. In de meeste gevallen is de bodemsnelheid niet bekend en dient gebruik te worden gemaakt van deze reductiefactor. De snelheidsprofielfactor k_h is gerelateerd aan de diepte factor Λ_h en te berekenen met $k_h = 33/\Lambda_h$ waarover reeds iets vermeld is in paragraaf 6.2.

In the Rock Manual worden in tabel 5.53 op bladzijde 650 de twee basisformules gegeven voor het berekenen van k_h , te weten:

- k_h volledig ontwikkelde snelheid (logaritmisch) = $\frac{2}{\log^2\left(1+\frac{12h}{k_s}\right)}$
- k_h niet volledig ontwikkelde snelheid (exponentieel) = $\left(1 + \frac{h}{D_{n50}}\right)^{-0,2}$

Voor gevallen waarbij de lengte van de bodemverdediging relatief kort is, hierbij kan gedacht worden aan overgangen tussen glad en ruw, is de stroomsnelheid nog niet volledig ontwikkeld, tot een logaritmisch profiel, wat resulteert in hogere snelheden aan de bodem. Derhalve dient gekeken te worden met welk snelheidsprofiel men te maken heeft voor de toepassing van k_h , volledig of niet volledig ontwikkeld. In het geval van een volledig ontwikkeld snelheidsprofiel met een lage waterdiepte en daardoor een ruwere stroming gedefinieerd door $\frac{h}{D_{n50}} < 5$ mag voor k_h een waarde van 1 worden toegepast.

Binnen deze formules staat k_s voor de mate van ruwheid gedefinieerd door 1 tot 3 maal de D_{n50} en h de waterdiepte. Indien de bodem van nature ook oneffenheden bevat (zoals zandduinen) bestaat k_s uit de combinatie van ruwheid voor het materiaal en de bodem: $k_s = k_{sg} + k_{s\Delta}$ gebaseerd op de formules van Van Rijn uit 1989 zoals weergegeven in Figuur 29.

This box deals with methods based on bedform characteristics, particularly those developed by Van Rijn (1989). The hydraulic roughness consists of two parts:

- grain roughness, k_{sg} (m)
- bedform roughness, $k_{s\Delta}$ (m).

The grain roughness, k_{sg} , can be approximated by Equation 4.134 (Van Rijn, 1982).

$$k_{sg} = 3D_{90} \quad (4.134)$$

For engineering purposes, the scatter of k_{sg} in the case of *graded sediment* can be described by $k_{sg}/D_{90} = 1$ to 3. Somewhat arbitrarily assuming that $D_{90}/D_{50} = 2$, which implies $k_{sg}/D_{50} = 4$ (actual estimates for D_{90}/D_{50} are given in Section 3.4.3).

For *uniform sediment* the range of grain roughness is given by $k_{sg}/D_{50} = 1$ to 2. Despite scatter, on average the best results seem to be obtained using $k_s = D_{90} \cong 2 D_{50}$ for fine sediments and $k_s = 2 D_{90} \cong 4 D_{50}$ for coarse material, assuming no bedform roughness.

The bedform roughness, $k_{s\Delta}$, should be calculated using the roughness predictors given in Van Rijn, 1989. The empirical relation (see Equation 4.135) is based on the dimensions of the dune bedforms that are present in the river bed.

$$k_{s\Delta} = 1.1D_b \left(1 - \exp(-25D_b/L_b)\right) \quad (4.135)$$

where D_b = average bedform height (m) and L_b = average bedform length (m).

Values for D_b and L_b depend on the flow regime and should be determined from echo-soundings of the river bed. The overall hydraulic roughness is given by Equation 4.136.

$$k_s = k_{sg} + k_{s\Delta} \quad (4.136)$$

In general, the contribution of k_{sg} to the hydraulic roughness is small compared with the contribution of $k_{s\Delta}$. Substituting k_s according to the above formulae in the equation for the Chézy coefficient should generally result in values in the range of: $C = 25$ to $60 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

NOTE: For a silty bed (eg in estuaries), C may be up to $80\text{--}90 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Other methods of determining hydraulic roughness exist; see for example EDF *et al* (1992).

Figuur 29: Totstandkoming k_s . Bron: (CIRIA, 2007)

Indien men verder kijkt naar de oorsprong van de dieptefactor Λ_h wordt hiervoor verwezen naar de formule van Chezy (4.132 the Rock Manual) en het verticale snelheidsprofiel. Derhalve wordt onderstaand eerst de betreffende formule van Chezy gegeven en hoe het verticale snelheidsprofiel te bepalen. Aansluitend wordt verder ingegaan op de opbouw van de dieptefactor Λ_h .

Coëfficiënt van Chezy

De gemiddelde stroomsnelheid kan berekend worden met de welbekende formule van Chezy: $U = C\sqrt{Ri}$. Waarin i het verhang van de energielijn is, R de hydraulische straal en C de coëfficiënt van Chezy voor de mate van bodemruwheid.

De coëfficiënt van Chezy is te berekenen middels: $C = 18 \log \frac{12h}{k_s}$.

Waarin h de waterdiepte is en k_s hydraulische ruwheid vertegenwoordigd.

Verticaal snelheidsprofiel

Voor de verdeling van de snelheid in een waterloop wordt uitgegaan van een vrije waterspiegel, de aanwezigheid van wandruwheid en dat de stroomsnelheden niet uniform verdeeld zijn. De maximale stroomsnelheid is globaal 10 tot 30 procent hoger dan de gemiddelde stroomsnelheid berekend over de dwarsdoorsnede middels $U_{gem} = \frac{Q}{A}$.

Als de hydraulische omstandigheden bekend zijn kan de verdeling van de stroomsnelheid (zowel horizontaal als verticaal) berekend worden.

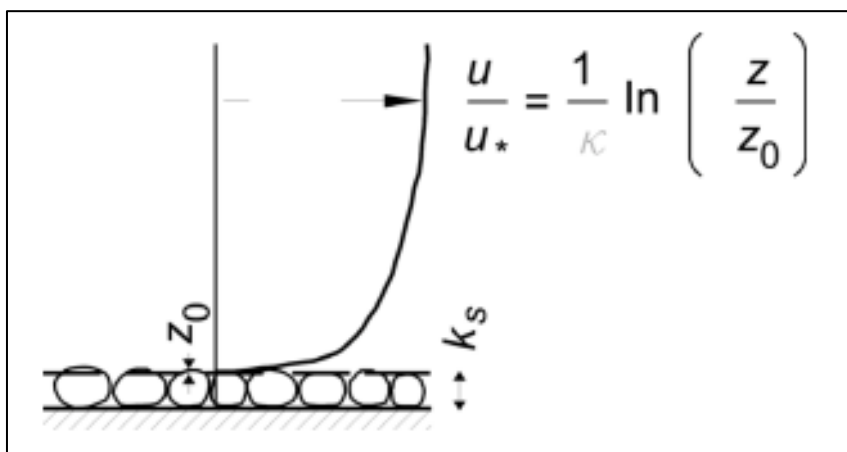
Allereerst dient gecontroleerd te worden of de stroming hydraulisch gezien ruw is met de formule: $\frac{u_* k_s}{\nu}$. Is de uitkomst groter dan 70 dan is het een hydraulisch gezien ruwe stroming.

In de formule staat u_* voor de schuifspanning snelheid [m/s], k_s voor de ruwheid van de bodem [m] en ν voor de kinematische viscositeit [m²/s] (voor zoet water ca. 10⁻⁶ m²/s).

In het geval dat de stroming hydraulisch gezien ruw is kan de stroomsnelheid op iedere gewenste diepte z berekend worden met de formule: $u_z = \frac{u_*}{\kappa} * \ln \frac{z}{z_0}$.

Hierin is u_* de schuifspanningssnelheid, κ de Karman's constante ($\kappa = 0,4$) en z_0 het referentieniveau bij de bodem. z_0 is te berekenen met de formule $z_0 = 0,033 k_s$.

Een voorbeeld van een verticaal snelheidsprofiel en de bovengenoemde parameters is te zien in Figuur 30.



Figuur 30: Verticaal snelheidsprofiel en de parameters. Bron: (CIRIA, 2007)

Daarnaast is er een vereenvoudigde methode om het verticale snelheidsprofiel te berekenen met:
 $u = u_{max} \left(\frac{z}{h}\right)^p$. Hierin is u_{max} de maximale snelheid aan het oppervlak gedefinieerd door $z = h$, en de exponent p is afhankelijk van de bodemruwheid en het getal van Reynolds (waarover meer te lezen in box 5.7 op bladzijde 526 van the Rock Manual).

Voor de exponent p wordt in veel gevallen een waarde van 0,14 genomen, Ackers heeft in 1958 onderzocht dat deze waardes voor de exponent veelal tussen 0,10 en 0,16 liggen.

Dieptefactor Λ_h

Het principe van Λ_h is gebaseerd op het gedachtengoed om de uitkomsten van meerdere formules met elkaar te kunnen vergelijken en zo de onzekerheden over uitkomsten te kunnen kwantificeren. Hiervoor kan het nodig zijn om kritieke stroomsnelheden U_{cr} om te zetten naar een kritische schuifspanning ψ_{cr} .

Het omzetten van het Shields getal ψ_{cr} naar een kritieke stroomsnelheid U_{cr} of Izbash nummer

$\frac{U_{cr}^2}{2g\Delta D_{50}}$ is mogelijk met formule 5.123 uit the Rock Manual: $\frac{\frac{U_{cr}^2}{2g}}{\Delta D_{50}} = \frac{C^2}{2g} \psi_{cr}$ of $\frac{U_{cr}^2}{\Delta D_{50}} = C^2 \psi_{cr}$

De factor $\frac{C^2}{2g}$ uit form 5.123 geeft de invloed van de relatieve waterdiepte $\frac{h}{D_{50}}$ weer.

Hiervoor wordt verwezen naar de in het begin van deze paragraaf beschreven coëfficiënt van Chezy $C = 18 \log \frac{12h}{k_s}$ gecombineerd met de beschrijving van het verticale snelheidsprofiel $u = \frac{u_*}{\kappa} * \ln \frac{z}{z_0}$ of vereenvoudigd met $u = u_{max} \left(\frac{z}{h}\right)^p$.

Deze combinatie van factoren wordt gedefinieerd als zijnde de diepte- of snelheidsprofiel factor Λ_h , de inverse hiervan wordt ook aangeduid als $f_c = \frac{2g}{C^2}$ de wrijvingsfactor voor stroming.

Het snelheids criterium kan hiermee uitgedrukt worden als $\frac{\frac{U^2}{2g}}{\Delta D_{50}} = \Lambda_h \psi_{cr} = \frac{1}{f_c} \psi_{cr}$. Door binnen deze formule een waarde voor ψ_{cr} in te voeren krijgt deze de rol van een schadeparameter gekoppeld aan het snelheids criterium.

Verdere uitwerking van de bodemruwheid k_s in de coëfficiënt van Chezy geeft dan een relatie tussen de bodemruwheid, waterdiepte en dieptefactor. In formulevorm: $\Lambda_h = \frac{1}{f_c} = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left(\frac{12h}{k_s} \right)$ (formule 5.125 bblz.554).

In het geval van relatieve kleine waterdieptes kan de bovenstaande formule worden aangepast naar:

$$\Lambda_h = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left(1 + \frac{12h}{k_s} \right).$$

Voor beide formules geldt dat in het geval van breuksteen voor k_s een waarde van 1 tot 3 maal de D_{n50} genomen kan worden.

Indien er twijfel is over de snelheidsprofielfactor waardoor men geen gebruik kan/ wil maken van de in het begin van deze sub paragraaf genoemde formules is de factor te bepalen via de gehele bovengenoemde methode en aansluitend deze te berekenen met: $k_h = 33/\Lambda_h$.

De factor 33 is afgeleid van de referentiewaarde van Shields voor het begin van bewegen ten behoeve van eenvoudigere praktische toepassing van de formule zoals beschreven in paragraaf 6.2 afleiding ontwerp criteria.

6.3.6 Helling factor k_{sl}

Voor die gevallen waarbij een bodemverdediging wordt aangebracht op een talud dient goed gekeken te worden hoe de stroming hier overheen trekt. Er wordt onderscheid gemaakt tussen stroming evenwijdig aan het talud of stroming die het talud op en af loopt, zoals weergegeven in Figuur 31.



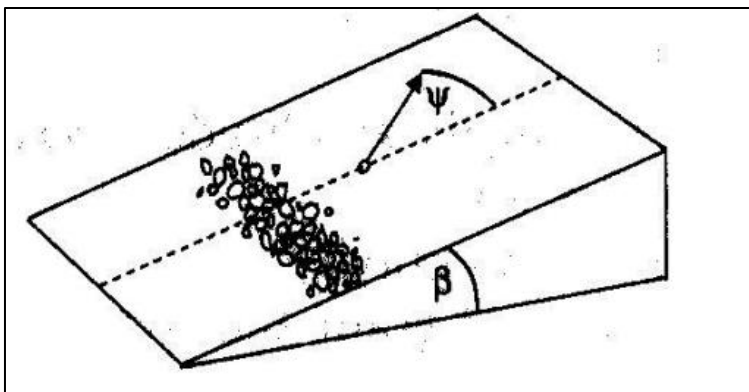
Figuur 31: Links stroming op en af het talud, rechts stroming evenwijdig aan het talud. Bron: (Vrijburcht & A. Glerum, 2000)

Daarnaast is het van belang te weten wat de hoek van de inwendige wrijving van de toe te passen stenen is. Aangezien er slechts een lage stroomsnelheid nodig is om beweging van de stenen in gang te zetten indien taludhelling en hoek van inwendige wrijving gelijk aan elkaar zijn of erg dicht bij elkaar liggen. Is dit het geval dan neemt de stabiliserende kracht namelijk af tot nul.

Soulsby heeft hierover in 1997 een artikel gepubliceerd met daarin de volgende formule

$$(\text{correctiefactor voor de stabiliteit op een talud}): k_{sl} = \frac{\cos \psi * \sin \beta + \sqrt{\cos^2(\beta) * \tan^2(\phi) - \sin^2(\psi) * \sin^2(\beta)}}{\tan(\phi)}.$$

Hierin is: ψ de hoek die de stroming maakt ten opzichte van de normaallijn gezien in de opwaartse richting van de stroming, β de hoek van het talud ten opzichte van het horizontale vlak en ϕ de hoek van de inwendige wrijving van de stenen (ϕ maximaal 45° zoals weergegeven in Box 5.9 op bladzijde 550 van the Rock Manual (CIRIA, 2007)).



Figuur 32: Definities hellingshoeken. Bron: (CIRIA, 2007) errata 2016

Voor gevallen waarbij de stroming over de helling naar beneden gaat ($\psi = 180^\circ$) wordt de formule gereduceerd naar $k_{sl} = k_l = \frac{\sin \phi - \beta}{\sin(\phi)}$.

Normaliter zal de hoek van inwendige wrijving vele malen groter zijn dan hoek van het talud waardoor deze reductiefactor kan worden genegeerd aangezien de uitkomst bij benadering 1 is. Als stroming parallel over het talud plaats vindt ($\psi = 90^\circ$) wordt de initiële formule gereduceerd naar

$$k_{sl} = k_d = \cos \beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan^2(\beta)}{\tan^2(\phi)} \right)}.$$

Pilarczyk maakt binnen zijn formule gebruik, als correctiefactor voor hellingen, van $k_{sl} = k_d * k_l$. Hierin zijn k_d en k_l de bovengenoemde formules.

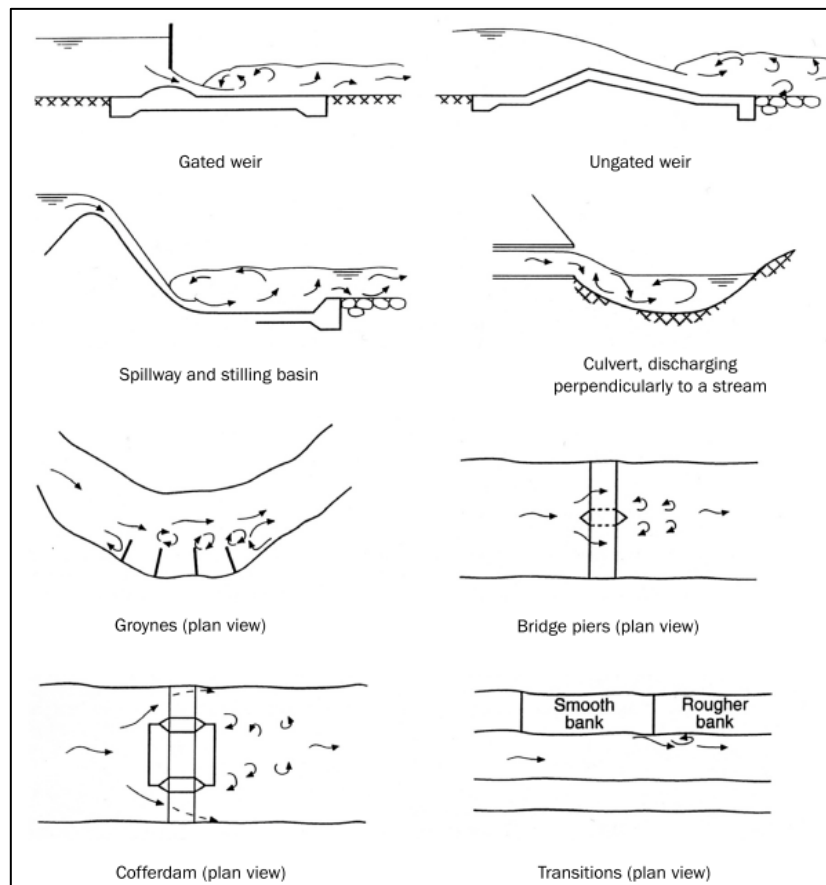
De design guidance bij de formule van Pilarczyk geeft een iets andere weergave voor k_d , te weten:

$$k_d = \sqrt{1 - \left(\frac{\sin^2(\alpha)}{\sin^2(\phi)} \right)}.$$

Hierin is α gelijk aan β en uitwerken en invoeren van identieke waardes in beide formules geeft exact dezelfde uitkomst waardoor het enkel een wiskundige schrijfwijze is die anders is.

6.3.7 Turbulentiefactor k_t

Turbulentie kan lokaal een significante invloed hebben op de stabiliteit van een bodemverdediging. Overmatige turbulentie niveaus treden op als interactie tussen stroming en structuren, enkele voorbeelden van dit soort situaties zijn weergegeven in Figuur 33.



Figuur 33: Voorbeelden waarbij verhoogde turbulentie ontstaat. Bron: (CIRIA, 2007)

De turbulentie zorgt voor een hogere stroomsnelheid waarmee in de meeste formules niet standaard gerekend wordt waardoor het nodig is om een correctiefactor toe te passen, met andere woorden de rekenwaarde voor de stroomsnelheid te vergroten.

Er zijn meerdere methodes om de turbulentie te kwantificeren waarvan r [-] de turbulentie intensiteit de meest voorkomende is. Deze turbulentie intensiteit is gedefinieerd als de ratio van de variatie in stroomsnelheid ten opzichte van de gemiddelde stroomsnelheid.

Karakteristieke normale waardes voor r zijn: 0,1 voor uniforme stroming over een relatief gladde bodem en 0,15 voor een iets ruwere bodem zoals over een bodemverdediging van breuksteen (CIRIA, 2007).

In de ontwerprichtlijn (box 5.53 TRM) voor de formule worden voor de turbulentiefactor de volgende toe te passen waardes voorgesteld:

- Normale turbulentie (rivieren) $k_{t^2} = 1,0$
- Verhoogde turbulentie (bijvoorbeeld buitenbochten van rivieren) $k_{t^2} = 1,5$
- Verhoogde turbulentie (scherpe buitenbochten van rivieren) $k_{t^2} = 2,0$
- Speciale gevallen (separaat te berekenen) $k_{t^2} > 2,0$

Voor de speciale gevallen waar de turbulentiefactor > 2 is wordt verwezen naar formule 5.226 in The Rock Manual. Dit is een empirisch bepaalde formule gebaseerd op de stabiliteitsformule van Izbash

$\frac{U^2/2g}{\Delta D_{50}} = 2 \frac{k_{sl}}{k_t^2}$. De speciale gevallen zijn bijvoorbeeld situaties waarbij sprake is van aanvullende hydraulische belastingen ten gevolge van scheepvaart (scheepsgolven, retourstroom, schroefstraalstroming, etc.). Voorgestelde waardes bij deze formule voor belasting door scheepvaart zijn:

- Retourstroom $k_{t^2} = 1,4 \text{ a } 1,6$
- Schroefstraalbelasting (zo nu en dan) $k_{t^2} = 5,2$
- Schroefstraalbelasting (regelmatig op zelfde locatie) $k_{t^2} = 6,0$

Aangezien de turbulentie een significante invloed heeft op de stabiliteit van een bodemverdediging is het een niet te verwaarlozen parameter binnen de formule. De toename van de werkelijk optredende stroomsnelheden ten gevolge van turbulentie veroorzaken een schijnbare vermindering van ψ_{cr} . Invoeren van waardes en omwerken van de formules leert dat de benodigde diameter bodemverdediging een functie is van $(k_t * U)^2$.

Aangezien veel stabiliteitsformules tot stand komen middels laboratorium- en schaalproeven is het van belang ook hier de turbulentie in mee te nemen. Indien de turbulentie intensiteit r (zowel voor proefopstellingen als in de werkelijkheid) bekend is kan deze berekend worden met: $k_t = \frac{1+3r}{1,3}$.

Bovengenoemde formule heeft Pilarczyk ook gebruikt, zoals beschreven in paragraaf 6.2) voor de afleiding van K_t ware het niet dat in de huidige vorm er meer veiligheid in zit ten op zichte van de initieel door Pilarczyk toegepaste vorm $K_t = \varphi_t^2 = \left(\frac{1+3r}{1,45}\right)^2$.

In de originele presentatie van zijn formule geeft Pilarczyk de onderstaande aanvullende informatie mee voor de turbulentiefactor:

- $K_t = 1,5$ voor niet uniforme stroming zoals buitenbochten van rivieren waarbij geldt $\frac{r}{B} > 2$
- $K_t = 2,0$ bij hoge turbulentie waaronder scherpe buitenbochten van rivieren waarbij geldt dat $\frac{r}{B} \leq 2$
- $K_t = 3,0$ bij zeer hoge turbulentie bijvoorbeeld bij een watersprong.

Binnen $\frac{r}{B}$ staat r voor de straal van de bocht en B voor de breedte van het wateroppervlak aan het eind van de bovenstroomse zijde van de bocht.

Aanvullend wordt door hem als kanttekening gemaakt dat de K_t waarden in het geval van bochten alleen gebruikt dienen te worden als de gemiddelde snelheid over de dwarsdoorsnede wordt toegepast in plaats van de gemiddelde snelheid ter plaatse van de te verdedigen bodem.

7 Conclusie

Bodemverdedigingen van los gestort granulair materiaal worden al sinds lange tijd veelvuldig en in allerlei variaties toegepast in binnen- en buitenland. De ontwerpregels hiervoor zijn allemaal gebaseerd op het principe dat de stabiliserende krachten groter dienen te zijn dan de mobiliserende krachten zodat het toe te passen materiaal niet in beweging komt.

Zodra er dan toch grotere mobiliserende krachten optreden zal het materiaal gaan bewegen. Door het onderscheiden van, of toestaan van, de verschillende fases van beweging volgens de Shieldsparameter kan voorkomen worden dat een constructie direct bezwijkt als het evenwicht verstoord is.

Desondanks dat er jarenlange ervaring is met bodemverdedigingen kan het nog steeds mis gaan. Dit heeft onder andere te maken met het samenspel van de gehele constructie, de horizontale en verticale afmetingen, de toe te passen materialen en de basis waarop de verdediging wordt aangebracht. Daarnaast zit er altijd een bepaalde mate van onzekerheid in de wijze van uitvoering en hydraulische belastingen. Wat vandaag de dag geen maatgevende belasting is, kan (door bijvoorbeeld klimatologische veranderingen of voortschrijdend inzicht) over een tijd wel degelijk gezien worden als maatgevend. Zeker als we kijken naar de gemiddelde ontwerplevensduur van waterbouwkundige constructies, veelal 100 jaar, zijn er toch veel onzekerheden die misschien niet voorzien kunnen worden.

Een oplossing om zo zeker mogelijk te dimensioneren en toch het ontwerp economisch verantwoord te houden is het meenemen van zo veel mogelijk relevante parameters in de ontwerpformule.

Waar men in de oudere formules begon met $U_{bodem} = (4,5 \text{ a } 5) * \sqrt{D}$ is dit heden ten dage uitgegroeid tot bijvoorbeeld de formule van Pilarczyk: $\Delta D_n = \phi_c K_t \frac{0,035}{\psi_{cr}} K_h K_s^{-1} \frac{U^2}{2g}$.

Het voordeel van dit soort formules is dat allerhande relevante parameters, van taludhellingen tot turbulentie, kunnen worden meegenomen in het ontwerpproces. Aan de andere kant is het natuurlijk ook zo dat door de hoeveelheid aan parameters, met bijbehorende waardes, de kans aanwezig is dat er een inschattingsfout wordt gemaakt. Zeker is in ieder geval dat als er geen relevante parameters worden meegenomen in het ontwerpproces de kans op falen aanzienlijk groter is. Inzicht verkrijgen in en ervaring opdoen met dit soort ontwerpformules is dan ook van wezenlijk belang voor nu en de toekomst, waaraan dit afstudeeronderzoek hopelijk een klein steentje bijdraagt. Al met al is het dimensioneren van een statisch stabiele constructie een dynamisch proces.

8 Figuren

Figuur 1: Breuksteen toepassingen. Bron: (CUR, 2000).....	3
Figuur 2: Hjulstrom diagram met correctiefactor. Bron: VME-colleges HAN 2013.....	4
Figuur 3: Wijzigingen in snelheidsprofiel t.g.v. wind. Bron: (CIRIA, 2007).	6
Figuur 4: Kenmerkende stroomsnelheden. Bron: (CUR, 2000).....	7
Figuur 5: Parameters voor schroefstraalbelasting. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)	7
Figuur 6: Grenswaardes sorteringen. Bron: (Commissie, 2002)	11
Figuur 7: voorbeeld horizontale afmetingen. Bron: CUR 197.	12
Figuur 8: Verticale opbouw bodemverdediging. Bron: (CUR, 2000)	12
Figuur 9: Oneffenheden in de ondergrond. Bron: (CUR, 2000)	13
Figuur 10: Principe opbouw zinkstuk. Bron: (CUR, 2000)	14
Figuur 11: Alternatieven bodemverdediging. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)	17
Figuur 12: Gabion of schanskorf. Bron: (CIRIA, 2007).....	19
Figuur 13: Oeververdediging van schanskorven. Bron: (CUR, 2000)	19
Figuur 14: Voorbeeld matras. Bron: (CIRIA, 2007).....	20
Figuur 15: Foutenboom falen bodemverdediging. Bron: (Waterbouw, 1991)	23
Figuur 16: Faalmechanisme afschuiving incl. oplossingen. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)	24
Figuur 17: Doorlatendheid evenwijdig aan & loodrecht op grensvlak. Bron: (Waterbouwkunde, 1995)	26
Figuur 18: Voorbeeld minimale laagdikte en tolerantie. Bron: (Vrijburcht & A. Glerum, 2000)	27
Figuur 19: Aanbrengen bodemverdediging op zinkstuk. Bron: (Vrijburcht & A. Glerum, 2000)	27
Figuur 20: Forces on a grain flow. Bron: (Schierck, 2005, p. 50).....	29
Figuur 21: Shieldscurve. Bron: (Shields, 1936, p. 11).....	32
Figuur 22: Shields diagram. Bron: (Lammers, 1997, p. 23)	32
Figuur 23: Definities van begin van bewegen. Bron: (Lammers, 1997, p. 24),	34
Figuur 24: Stability of stone under attack of normal turbulence. Bron: (CIRIA, 2007, p. 653).....	41
Figuur 25: Stability of stone under attack for increased turbulence levels. Bron: (CIRIA, 2007, p. 653)	42
Figuur 26: Parameters voor evenwicht. Bron: (Pilarczyk, 1993).	46
Figuur 27: Sleepcoëfficiënt versus getal van Reynolds door Graf in 1984. Bron: (Pilarczyk, 1993)	47
Figuur 28: K_t waardes per afstand vanaf een watersprong. Bron: (Pilarczyk, 1993).....	49
Figuur 29: Totstandkoming k_s . Bron: (CIRIA, 2007).....	53
Figuur 30: Verticaal snelheidsprofiel en de parameters. Bron: (CIRIA, 2007).....	54
Figuur 31: Links stroming op en af het talud, rechts stroming evenwijdig aan het talud. Bron: (Vrijburcht & A. Glerum, 2000).....	56
Figuur 32: Definities hellingshoeken. Bron: (CIRIA, 2007) errata 2016.....	56
Figuur 33: Voorbeelden waarbij verhoogde turbulentie ontstaat. Bron: (CIRIA, 2007).....	57

9 Bibliografie

- CIRIA, C. C. (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. London: C683, CIRIA.
- Commissie, E. T. (2002). *NEN-EN 13383 1&2*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- CUR. (2000). *CUR-publicatie 197 "Breuksteen in de praktijk, Deel 2: dimensionering van constructies in binnenwateren*. Gouda: Stichting CUR.
- Franken, A., Ariëns, E., & Klatter, L. (1995). *Handleiding voor het ontwerpen van granulaire bodemverdedigingen achter tweedimensionale uitstromingsconstructies*. Utrecht: Bouwdienst Rijkswaterstaat, Hoofdafdeling Waterbouw.
- Glerum, d. A. (2000). *Ontwerp van Schutsluizen deel 2*. Utrecht: Rijkswaterstaat Bouwdienst.
- Hoan, N. T. (2008). *Stone stability under non-uniform flow*. Ph.D. thesis, Delft University of Technology.
- Jacobs, R. (1986, oktober 13). *De Oosterschelde stroomt met grote snelheid bij opkomend tij langs de pijlers van de stormvloedkering*. Zeeland. Opgeroepen op januari 15, 2018, van <https://beeldbank.rws.nl/MediaObject/Details/34648>
- KNMI. (2018, april 20). *Kennis & Datacentrum*. Opgeroepen op 2018, van Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut: <https://www.knmi.nl/kennis-en-datacentrum/uitleg/storm>
- Lammers, J. C. (1997). *Shields in de praktijk*. Afstudeerverslag, Technische Universiteit Delft.
- Pilarczyk, K. W. (1993). Simplified Unification of Stability Formulae for Revetments under Current and Wave Attack. *River, Coastal and Shoreline Protection: Erosion control using riprap and armourstone* (pp. 53-77). Delft: Rijkswaterstaat.
- Schiereck, G. J. (2005). Forces on a grain in flow. *Introduction to bed, bank and shore protection*. New York. Opgeroepen op maart 05, 2018
- Schiereck, G. J. (2005). *Introduction to Bed, Bank and shore protection*. New York: Spon Press.
- Shields. (1936). Shieldscurve. *Anwendung der Aehnlichkeitmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Berlijn. Opgeroepen op maart 5, 2018
- Shields, A. (1936). *Anwendung der aehnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung*. Berlijn, Duitsland.
- Steenstra, R. (2014). *Incorporation of the effects of accelerating flow in the design of granular bed protections*. MSc Thesis, Delft University of Technology.
- Vrijburcht, A., & A. Glerum. (2000). *Handboek voor het ontwerpen van Schutsluizen*. Utrecht: Rijkswaterstaat Bouwdienst.
- Waterbouw, B. R. (1991). *handboek uitvoering bodemverdedigingsconstructies van los gestorte granulaire materialen*. Utrecht: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.
- Waterbouwkunde, R. B.-e. (1995). *Handleiding voor het ontwerpen van granulaire Bodemverdedigingen achter tweedimensionale Uitstromingsconstructies*. Rijkswaterstaat, Bouwdienst. Utrecht: Bouwdienst Rijkswaterstaat, Hoofdafdeling Waterbouw.

Bijlage 2 Meetplan

(On-)veiligheid in formule van Pilarczyk

Meetplan

Datum	: Maart 2018
Auteurs	: Mirko Meijer & Steven ter Reehorst
Onderwijsinstelling	: Hogeschool van Arnhem en Nijmegen – Built environment
Opleiding	: Civiele Techniek



Colofon

Auteurs

Mirko Meijer
(Student Civiele Techniek, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen)

Steven ter Reehorst
(Student Civiele Techniek, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen)

In opdracht van

Advies- ingenieursbureau Witteveen + Bos
ing. J (Jeroen) Roerade
Ir. R (Ruben) Peters

Begeleiding

ing. H (Hans) uit het Broek
Ir. T (Thomas) Beuker

Uitgave

Arnhem, mei 2018
Omslag: (Jacobs, 1986)

Document informatie

Titel document: (On-)veiligheid in formule van Pilarczyk
 Ondertitel: Meetplan
 Domein: Waterbouw, bodemverdediging, breuksteen, Pilarczyk.

 Opdrachtgever: Advies- ingenieursbureau Witteveen + Bos
 Onderwijsinstelling: Hogeschool van Arnhem en Nijmegen

 Verwijzing: V2.0
 Status: Definitief
 Datum: mei 2018
 Classificatie: Openbaar

Document acceptatie

<i>Versie</i>	<i>Status</i>	<i>Datum</i>	<i>Opsteller</i>	<i>Opsteller</i>	<i>Acceptant</i>	<i>Acceptant</i>
V2.0	Definitief	05-2018	M. Meijer (Paraaf)	S. ter Reehorst (Paraaf)	(Paraaf)	(Paraaf)
			(Datum)	(Datum)	(Datum)	(Datum)

Versie beheer

<i>Versie</i>	<i>Datum</i>	<i>Gewijzigde onderdelen</i>	<i>Omschrijving wijzigingen</i>
V2.0	05-2018	Materiaaleigenschappen	Bepalen eigenschappen specifiek gemaakt.

Inhoud

1	Inleiding.....	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Leeswijzer	1
2	Doel proeven	3
3	Proefopstelling	5
3.1	Capaciteiten stroomgoot.....	5
3.2	Inrichting stroomgoot.....	6
3.3	Meetinstrumenten	8
3.3.1	Pitotbuis	8
3.4	Materiaaleigenschappen	9
3.4.1	Monstername	9
3.4.2	Dichtheid materiaal	10
3.4.3	D_{n50} bepalen middels zeven	11
3.4.4	D_{n50} bepalen middels wegen.....	11
4	Situaties.....	13
4.1	Situaties normale turbulentie	13
4.2	Situaties verhoogde turbulentie	14
4.3	Aandachtspunt proeven	15
5	Aanpak proeven	17
5.1	Te meten parameters	17
5.2	Vorbereiding proef	18
5.3	Uitvoering proef	18
5.4	Planning proeven.....	19
5.5	Verzamelen data.....	19
5.6	Verwerken data	20
6	Verwijzingen	21
7	Bijlage.....	1
7.1	Bijlage 1 inrichting stroomgoot	2
7.2	Bijlage 2 meetformulier	4

1 Inleiding

Voor u ligt het meetplan ten behoeve van het afstudeeronderzoek (On-)veiligheid in de formule van Pilarczyk. In dit onderzoek wordt gekeken of de onveiligheid of veiligheid in formule 5.219 van Pilarczyk uit the Rock Manual (CIRIA, 2007) te kwantificeren is.

Dit onderzoek wordt uitgevoerd door Mirko Meijer en Steven ter Reehorst, beide student civiele techniek aan de Hogeschool van Arnhem en Nijmegen, hierna HAN te noemen. Het projectteam wordt hierbij ondersteund door docenten van de HAN en advies- en ingenieursbureau Witteveen+Bos. Dit meetplan is bedoeld om de uit te voeren proeven te structureren en het onderzoek reproduceerbaar te maken.

1.1 Algemeen

Dit meetplan beschrijft hoe de proeven ten behoeve van het afstudeeronderzoek (On-)veiligheid in de formule van Pilarczyk worden uitgevoerd. Voor de proeven van dit onderzoek wordt gebruik gemaakt van de stroomgoot in het waterbouwlaboratorium van de HAN. In dit document worden onder andere het te gebruiken materieel, materiaal en de aanpak beschreven. Het meetplan geldt als rode draad voor het voorbereiden en uitvoeren van de proeven en maakt dit onderzoek reproduceerbaar.

Door het opstellen van dit meetplan en het aan de hand hiervan uitvoeren van de proeven komt het projectteam een stap dichterbij het antwoord op de onderzoeksvraag:

‘Wat is de veiligheid of onveiligheid in de berekende benodigde bodemverdediging met formule 5.219 van Pilarczyk uit de Rock Manual vergeleken met de uitkomsten van proeven in de stroomgoot van de HAN?’

1.2 Leeswijzer

Dit meetplan bevat meerdere hoofdstukken die gezamenlijk het uitvoeren van de proeven beschrijven. In hoofdstuk 2 wordt het doel van de proeven beschreven. Hoofdstuk 3 beschrijft de proefopstelling met de capaciteiten en inrichting van de stroomgoot en beschrijft hoe de materiaaleigenschappen bepaald dienen te worden. De te beproeven situaties worden beschreven in hoofdstuk 4. Als laatste geeft hoofdstuk 5 informatie over de aanpak van de proeven van voorbereiding tot dataverzameling.

2 Doel proeven

In het kader van het afstudeeronderzoek *(On-)veiligheid in de formule van Pilarczyk* worden een aantal proeven in de stroomgoot van de HAN uitgevoerd. Het doel van deze proeven is het verzamelen van data met betrekking tot de kritieke stroomsnelheid voor bodemverdedigingen van los gestort granulair materiaal in relatie tot formule 5.219 uit the Rock Manual (CIRIA, 2007) van Pilarczyk.

Gekeken wordt wanneer het begin van bewegen plaats vindt en wanneer er regelmatige verplaatsing is op meerdere locaties in een vlakke situatie onder belasting van stroming.

Meer over het begin van bewegen en regelmatige verplaatsing is te vinden in paragraaf 5.5 van dit meetplan en de separate literatuurstudie.

De data wordt verzameld voor een aantal vooraf bepaalde situaties welke nader zijn beschreven in paragraaf 4.1 en 4.2 van dit document.

De gemeten kritieke stroomsnelheid wordt achteraf vergeleken met de berekende kritieke snelheid, gebaseerd op de bij de situatie horende waarden van de parameters.

Het hoofddoel van de uit te voeren proeven is het kunnen beantwoorden van de opgestelde onderzoeksvraag voor dit afstudeeronderzoek:

Wat is de veiligheid of onveiligheid in de berekende benodigde bodemverdediging met formule 5.219 van Pilarczyk uit de Rock Manual vergeleken met de uitkomsten van proeven in de stroomgoot van de HAN?

3 Proefopstelling

Dit hoofdstuk behandelt de proefopstelling zoals deze wordt gebruikt tijdens de uitvoering van de proeven behorende bij het afstudeeronderzoek (On)veiligheid in de formule van Pilarczyk.

De te gebruiken stroomgoot met zijn capaciteiten en werking komt aan bod in paragraaf 3.1.

Vervolgens wordt de inrichting van de stroomgoot voor het uitvoeren van de proeven beschreven in paragraaf 3.2. De toe te passen meetinstrumenten en hun werking zijn opgenomen in paragraaf 3.3.

Hoe de eigenschappen van de te beproeven materialen bepaald worden is ten slotte beschreven in paragraaf 3.4.

3.1 Capaciteiten stroomgoot

Voor het uitvoeren van de proeven wordt gebruik gemaakt van de stroomgoot aanwezig in het waterbouwlaboratorium van de Hogeschool van Arnhem en Nijmegen.

Deze stroomgoot heeft de capaciteiten zoals weergegeven in Tabel 1.

Capaciteiten stroomgoot HAN	
Beschrijving	Waarde
Waterhoogte maximaal	0,30 m
Stroomsnelheid maximaal	2,00 m/s
Waterdiepte bij maximale stroomsnelheid	ca. 0,15 m
Lengte goot	8,00 m
Breedte stroomgoot	0,30 m
Hoogte stroomgoot	0,40 m

Tabel 1: Capaciteiten stroomgoot HAN.

De te behalen stroomsnelheid met de bijbehorende waterdiepte in deze stroomgoot zijn sterk afhankelijk van een aantal factoren, te weten

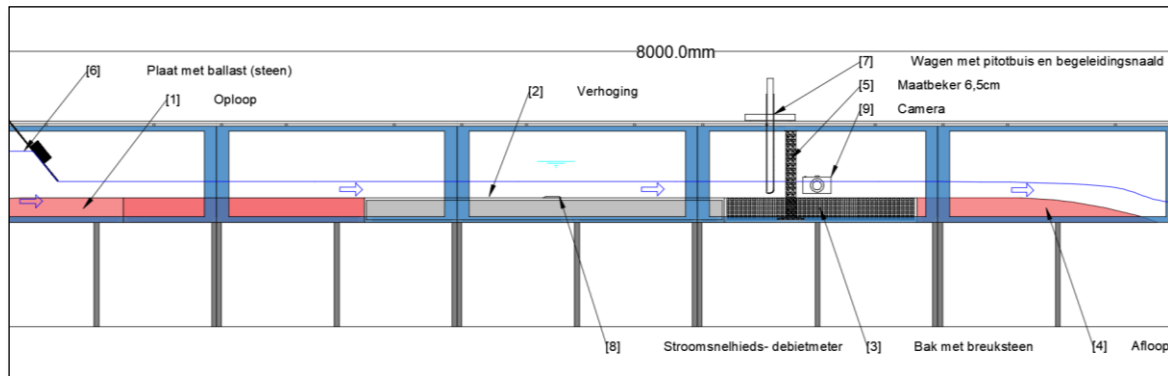
- **Debiet pomp.** Het debiet in de stroomgoot wordt gecreëerd door een pomp met daarop een afsluiter. Deze afsluiter zorgt ervoor dat het debiet te regelen is. Toename van het debiet is mogelijk door het opendraaien van de afsluiter waardoor meer water via de woelkamer in de stroomgoot loopt. Het dichtdraaien van de afsluiter heeft vanzelfsprekend een tegenovergesteld effect, afname van het debiet.
- **Instellingen schuiven.** Bij de instroom- en uitstroomopening van de stroomgoot bevinden zich twee verticale schuiven. Met de schuif bij de instroom, welke zich bevindt in de woelkamer, kan de instroom van het water gereguleerd worden. Door de schuif zo goed als dicht te zetten wordt een schietende stroming, hoge(re) stroomsnelheid, met lage waterdiepte behaald. Geheel opengezet resulteert in een grotere waterdiepte met lagere snelheden. Met de schuif aan de uitstroomzijde van de goot kan het waterpeil in de goot worden verhoogd, dit resulteert in een lagere stroomsnelheid.
- **Elementen in stroomgoot.** In de stroomgoot kunnen een aantal elementen, zoals een overlaatconstructie, op de bodem worden geplaatst. Deze elementen hebben invloed op de stroomsnelheid en waterdiepte in de goot.

Een juiste instelling van de pomp en schuiven samen met de juiste plaatsing van de elementen is van belang voor het laten slagen van de proeven. Voor begonnen wordt met de werkelijke proeven dient getest te worden om te achterhalen wat het optimum is voor de te beproeven situaties.

De heer Paul Scholten praktijkdocent en beheerder van het waterbouwlaboratorium van de HAN verleent hierbij technische ondersteuning en dient als vraagbaak.

3.2 Inrichting stroomgoot

Voor het uitvoeren van de proeven wordt de stroomgoot ingericht zoals te zien in Figuur 1, tevens in groter formaat te vinden als Bijlage 1 inrichting stroomgoot.



Figuur 1: Inrichting stroomgoot. Bron: eigen werk.

De inrichting van de stroomgoot, nummers overeenkomend met Figuur 1, is:

- [1] Oploop voor verhogen waterstand.
De oploop zorgt ervoor dat de stroming zonder veroorzaken van overmatige turbulentie over het granulair materiaal in het meetvak [3] stroomt.
- [2] Verlengde verhoging achter oploop tot aan meetvak.
Zodoende kan het snelheidsprofiel zich ontwikkelen over voldoende afstand.
- [3] Meetvak met te beproeven granulair materiaal.
Dit meetvak, Figuur 2, kan intern verhoogd of verlaagd worden met losse platen. Zodoende is het mogelijk een laag van 2 a 3 maal D_{n50} aan te brengen. De bovenzijde van de aangebrachte laag komt hiermee nagenoeg gelijk te liggen met bovenzijde oploop.
- [4] Afloop voor geleidelijke overgang van bovenzijde meetvak naar bodem stroomgoot.
Dit voorkomt het eventueel ontstaan van een neer en overmatige turbulentie aan het einde van het meetvak.
- [5] Maatbeker
De situaties met verhoogde turbulentie worden gecreëerd door middel van het plaatsen van een maatbeker, met een diameter van 6,5 centimeter, in het meetvak. Hiermee wordt een brugpijler gesimuleerd en de verhoogde turbulentie verwezenlijkt.

Bovenstaande inrichting van de stroomgoot heeft tot doel het simuleren van een doorgaande bodemverdediging en het voorkomen van, ongewenste overmatige, turbulentie.



Figuur 2: Meetvak stroomgoot. Bron: eigen werk.



Figuur 3: Plaat met steen. Bron: eigen werk.

Aanvullend op de hierboven gegeven inrichting van de stroomgoot is er ondersteunend materieel nodig voor de proeven, deze zijn op de tekening in Figuur 1 en Bijlage 1 inrichting stroomgoot aangegeven met:

- [6] Plaat met steen voor versmallen verticaal doorstroomd oppervlak.
Voor die gevallen waarbij het niet mogelijk is de stroomsnelheid te vergroten door het dichtzetten van de schuif aan de instroomzijde is deze plaat met steen, Figuur 3. Deze wordt in de goot gehangen en vastgezet aan de rand ter voorkoming van horizontale verplaatsing. De plaat zorgt voor opstuwning van het water aan de instroomzijde van de goot waardoor het water 'schietend' onder de plaat door gaat met als resultaat een hogere stroomsnelheid.
- [7] Pitotbuis type Prandtl.
Met de pitotbuis kan de stijg- en waterhoogte worden gemeten en deze gemeten waardes worden omgerekend naar de stroomsnelheid. Meer informatie over het berekenen van de stroomsnelheid in paragraaf 3.3.1.
- [8] Nivus-meter type PCM4.
In het midden van de oploop [1] wordt deze meter geplaatst om de stroomsnelheid, het debiet en de waterdiepte voor het meetvak te meten.
- [9] Camera('s).
Voor het vastleggen van de proeven wordt tenminste 1 camera opgesteld haaks ten opzichte van het meetvak. Door opnames te maken van iedere proef kan later teruggekeken worden indien meetresultaten bijzonderheden vertonen die niet a la minuut verklaarbaar zijn.

3.3 Meetinstrumenten

Voor het verzamelen van de benodigde gegevens, om uiteindelijk de analyse tussen gemeten en berekende waarden te maken, zijn meetinstrumenten benodigd.

Tabel 2 toont de benodigde meetinstrumenten en waarvoor deze benodigd zijn. De Pitotbuis, zijn werking en hoe de stroomsnelheid te bepalen uit de meetwaarden is opgenomen in paragraaf 3.3.1. De werking van de overige instrumenten spreken voor zich en zijn niet verder beschreven.

Meetinstrumenten	
Wat	Doel
Pitotbuis (type Prandtl)	Metten stijg- en waterhoogte in meetvak Ten behoeve van berekenen stroomsnelheid
Nivus-meter PCM4	Metten van debiet, waterhoogte en stroomsnelheid Voor het meetvak.
Camera(s)	Vastleggen proeven Voor latere verificatie, indien benodigd

Tabel 2: Meetinstrumenten stroomgoot.

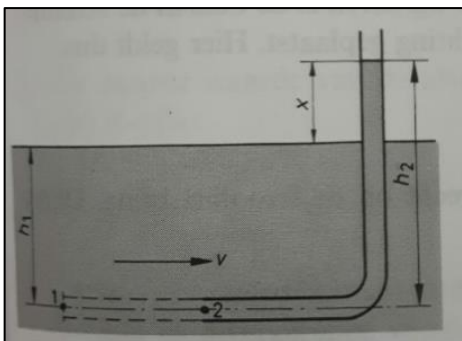
3.3.1 Pitotbuis

Middels de Pitotbuis, Figuur 4, kunnen stroomsnelheden in open en gesloten leidingen gemeten worden, dit principe is in 1730 ontdekt door Henry Pitot in Frankrijk. Met de wet van Bernoulli kan de stroomsnelheid berekend worden met de formule: $h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g}$.

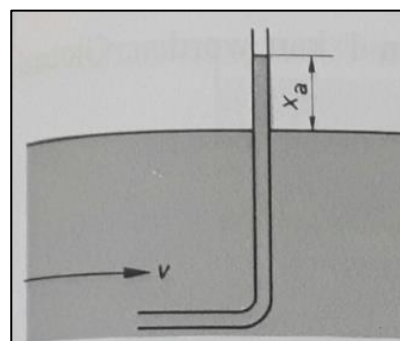
Omwerken en uitwerken van de formule (indien gesteld wordt dat $v_1 = v$ en $v_2 = 0$) levert:

$$v_{\text{meetpunt}} = \sqrt{2g * (h_2 - h_1)}.$$

De gemeten waarden zijn afhankelijk van de plaatsingswijze van de Pitotbuis ten opzichte van de stromingsrichting (w., 1996). Voor de in Figuur 5 weergegeven situatie (de wijze van toepassen) is de formule voor het bepalen van de stroomsnelheid: (Bernoulli): evenwijdig aan en in de stroomrichting geplaatst: $X_a = \frac{v^2}{2g}$



Figuur 4: Principe pitotbuis. Bron: (w., 1996)



Figuur 5: Situatie stroomrichting.
Bron: (w., 1996)

De aflezing van h_1 en h_2 vergeleken met (nauwkeurige) metingen hebben aangetoond dat de aflezing wordt beïnvloed door het verticale been van de pitotbuis. Hiervoor dient een correctiefactor c toegepast te worden die kleiner is dan 1 en afhankelijk is van de afmetingen van de pitotbuis (w., 1996). De formule voor de berekening van de werkelijke stroomsnelheid wordt hiermee:

$$v_{\text{werkelijk}} = c * \sqrt{2g * (h_2 - h_1)}, \text{ hierin is } c \text{ de correctiefactor.}$$

De toe te passen correctiefactor c voor de te gebruiken Prandtl Pitotbuis die beschikbaar is in het waterbouwlaboratorium van de HAN is niet bekend. Telefonische navraag bij de heer Struik van Acin instrumenten te Rijswijk heeft uitgewezen dat er normaliter geen correctiefactor wordt gebruikt indien een Prandtl pitotbuis wordt toegepast. Indien gewenst kan een kalibratie uitgevoerd worden waarbij als referentiewaarde de geijkte buis van Acin wordt gebruikt die een correctiefactor van 0,9925 heeft.

Binnen dit onderzoek zal dan ook de formule $v_{\text{meetpunt}} = \sqrt{2g * (h_2 - h_1)}$ worden benut om de stroomsnelheid te berekenen.

3.4 Materiaaleigenschappen

Voor aanvang van de proeven dienen de materiaaleigenschappen van het granulaire materiaal bekend en vastgelegd te zijn. Indien het granulaire materiaal voorzien is van een CE-markering kunnen deze eigenschappen worden overgenomen. Zodra er geen gegevens overgenomen kunnen worden dienen de materiaaleigenschappen (dichtheid ρ_{steen} en nominale diameter D_{n50}) bepaald te worden. Voor het vastleggen van de eigenschappen wordt eerst een monster genomen, hoe dit gedaan wordt is beschreven in paragraaf 3.4.1. Na monsternamen wordt de dichtheid van het materiaal bepaald, de wijze waarop is beschreven in paragraaf 3.4.2. Als laatste dient vastgelegd te worden wat de D_{n50} van het materiaal is, dit kan doormiddel van zeven paragraaf 3.4.3 en op basis van wegen paragraaf 3.4.4. Binnen dit afstudeeronderzoek is gekozen om zowel te zeven als te wegen ter verificatie van de uitkomsten. Het definitief vastleggen van de benodigde eigenschappen (dichtheid ρ_{steen} en nominale diameter D_{n50}) wordt gedaan in de verwerkingsfase van het onderzoek, de afstudeerscriptie.

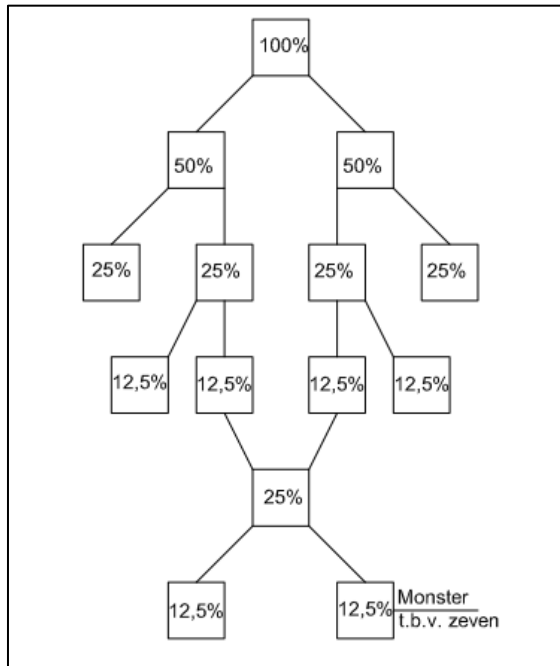
Ten behoeve van het onderzoek is door De Beijer B.V. uit Dodewaard materiaal, basalt, beschikbaar gesteld in 3 gradaties (8-16 mm, 16-22 mm en 16-32 mm). Hiervan worden de eigenschappen bepaald en de proeven mee uitgevoerd.

3.4.1 Monsternamen

Voor het bepalen van de eigenschappen wordt eerst een monster genomen van het granulaire materiaal. Dit gebeurt om het aanwezige volume te reduceren tot een representatieve en verwerkbare hoeveelheid materiaal. Met een monsterverdeelapparaat, Figuur 6, wordt een monster genomen van iedere partij. Hiervoor wordt van het totale volume, per partij, een gedeelte genomen wat in 1 keer in het monsterverdeelapparaat past, dit wordt gesteld 100 % te zijn. Het monster voor het bepalen van de eigenschappen komt tot stand door het monster meerdere malen te splitsen zoals te zien in Figuur 7. Hierdoor blijft een gemiddeld monster over met een volume van 12,5 % van de oorspronkelijke 100 %, wat als representatief wordt gezien voor de gehele partij.



Figuur 6: Monsterverdeelapparaat.
Bron: eigen werk.



Figuur 7: Splitsen monster. Bron: eigen werk.

3.4.2 Dichtheid materiaal

De dichtheid van het granulair materiaal wordt bepaald met behulp van een pyknometer. Hiervoor wordt een klein gedeelte van het monster gebruikt.

Een pyknometer heeft een vaste geijkte inhoud waarmee de dichtheid van materialen bepaald kan worden. Dit geschiedt volgens onderstaande stappen:

- Het wegen van de lege pyknometer;
- Het wegen van de met materiaal gevulde pyknometer;
- Het wegen van de met materiaal en water gevulde pyknometer.

De eigenschappen van de te gebruiken pyknometer en formule voor het bepalen van de dichtheid is weergegeven in Figuur 8.

$\rho_{\text{materiaal}} = \frac{1000 * (s - p)}{v - 1000 * (\frac{r - s}{m})}$			
$\rho_{\text{materiaal}}$	Dichtheid		kg/m ³
s	Massa pyknometer met materiaal		g
p	Massa lege pyknometer	670,05	g
v	Volume pyknometer	1298,60	cm ³
r	massa pyknometer met materiaal & oplosmiddel		m
m	Dichtheid oplosmiddel		kg/m ³

Figuur 8: Eigenschappen pyknometer en toe te passen formule. Bron: eigen werk.

Ten behoeve van de dichtheid van het toe te passen oplosmiddel dient de temperatuur gemeten te worden zodat exact bepaald kan worden wat de dichtheid is.

3.4.3 D_{n50} bepalen middels zeven

Voor het berekenen van de kritische stroomsnelheid waarbij het granulair materiaal gaat bewegen is het nodig de D_{n50} van het materiaal te kennen. Van iedere partij dient hiervoor een zeefkromme gemaakt te worden om de D_{50} te bepalen. De D_{50} kan vervolgens worden omgerekend naar de D_{n50} met de formule: $D_{n50} = 0,84 * D_{50}$.

Het stappenplan voor de totstandkoming van de zeefkromme per partij is onderstaand weergegeven:

1. Wegen totale massa te zeven materiaal;
2. Vastleggen zeefmaten en zeven materiaal;
3. Wegen materiaal dat op iedere zeef blijft liggen;
4. Bepalen massapercentage per zeefrest;
5. Bepalen cumulatief massapercentage per zeefrest;
6. Uitkomsten uitzetten in zeefkromme;
7. D_{50} aflezen in zeefkromme en vastleggen.

3.4.4 D_{n50} bepalen middels wegen

Ter controle van de D_{n50} bepaald middels zeven wordt er tevens de D_{n50} bepaald middels wegen. Dit wordt gedaan ter verificatie van het zeven en tevens aangezien de D_{n50} van een partij altijd te bepalen is middels wegen. Hiervoor dient de vastgelegde M_{50} omgerekend te worden middels

formule 3.9 uit the Rock Manual (CIRIA, 2007): $D_{n50} = \sqrt[3]{M_{50} / \rho_{steen}}$.

Op basis van het representatieve monster worden per partij 200 stenen afzonderlijk gewogen. De werkwijze waarop vervolgens de D_{n50} bepaald wordt is:

1. Wegen 200 separate stenen en vastleggen gewicht per steen;
2. Vastgelegde gewichten sorteren van laag naar hoog gewicht;
3. Bepalen totale gewicht van de 200 stenen;
4. Bepalen massapercentage per steen;
5. Bepalen cumulatief massapercentage per steen;
6. Uitkomsten uitzetten in diagram, weegkromme;
7. M_{50} aflezen in weegkromme en omrekenen naar D_{n50} .

4 Situaties

Tijdens de proeven worden alle beschikbare gradaties meerdere malen beproefd onder belasting van stroming. Dit vanuit het wetenschappelijke oogpunt dat 1 meting geen meting is. Iedere gradatie wordt beproefd met normale turbulentie en verhoogde turbulentie, simulatie van een brugpijler. In alle gevallen wordt alleen een horizontale vlakke toplaag van een bodemverdediging beproefd. In paragraaf 4.1 worden de proeven met normale turbulentie behandeld en de proeven met verhoogde turbulentie worden in paragraaf 4.2 besproken.

4.1 Situaties normale turbulentie

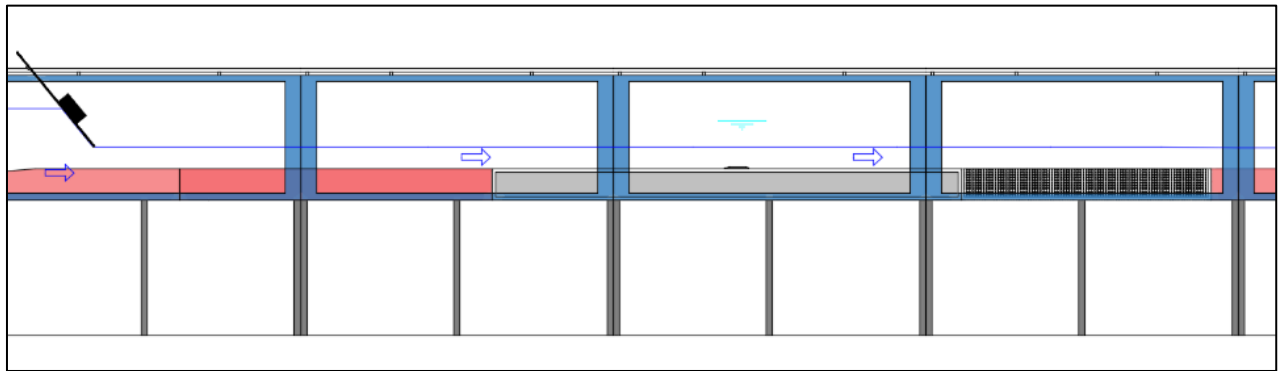
In de te beproeven situaties met een normale turbulentie wordt uitgegaan van een vlakke doorgaande bodemverdediging. Deze normale turbulentie komt overeen met een $k_t^2 = 1$ factor zoals gegeven wordt in the Rock Manual bij de design guidance voor de formule van Pilarczyk (CIRIA, 2007). Een overzicht van de te beproeven situaties met normale turbulentie, inclusief welke fase van bewegen vastgelegd dient te worden, is weergegeven in Tabel 3.

Situaties normale turbulentie				
Situatie	Gradatie [mm]	Turbulentie niveau	Aantal proeven	Metten fase van bewegen
1A	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	1
1B	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	3
3A	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	1
3B	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	3
5A	16-32	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	1
5B	16-32	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	3

Tabel 3: Situaties normale turbulentie.

Situaties normale turbulentie				
Situatie	Gradatie [mm]	Turbulentie niveau	Aantal proeven	Metten fase van bewegen
1A	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	1
1B	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	3
3A	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	1
3B	8-16	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	3
5A	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	1
5B	16-22	Normaal $k_t^2 = 1$	min. 5	3

De inrichting van de stroomgoot voor de proeven met normale turbulentie is te zien in Figuur 9.



Figuur 9: Inrichting stroomgoot bij normale turbulentie.

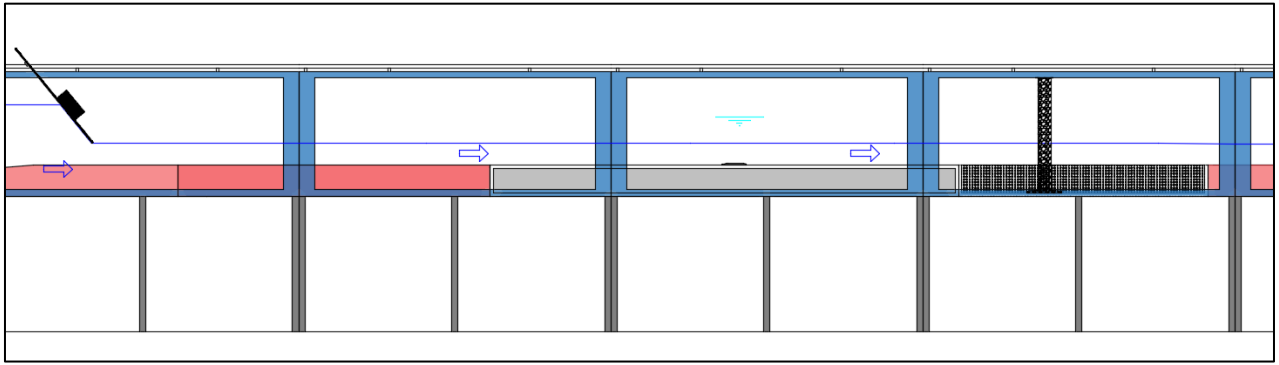
4.2 Situaties verhoogde turbulentie

Ook in de te beproeven situaties met verhoogde turbulentie is het uitgangspunt een vlakke doorgaande bodemverdediging. De verhoogde turbulentie wordt gecreëerd door het plaatsen van een ronde maatbeker met een diameter van 6,5 cm in het meetvak. Hiermee wordt een brugpijler gesimuleerd en de verhoogde turbulentie verwezenlijkt. Voor de verhoogde turbulentie wordt gerekend met een $k_t^2 = 2$ factor zoals gegeven wordt in the Rock Manual bij de design guidance voor de formule van Pilarczyk (CIRIA, 2007). Een overzicht van de te beproeven situaties met verhoogde turbulentie, inclusief welke fase van bewegen vastgelegd dient te worden, is weergegeven in Tabel 4.

Situaties verhoogde turbulentie				
Situatie	Gradatie [mm]	Turbulentie niveau	Aantal proeven	Metten fase van bewegen
2A	16-22	Verhoogd $k_t^2 = 2$	min. 5	1
2B	16-22	Verhoogd $k_t^2 = 2$	min. 5	3
4A	8-16	Verhoogd $k_t^2 = 2$	min. 5	1
4B	8-16	Verhoogd $k_t^2 = 2$	min. 5	3
6A	16-32	Verhoogd $k_t^2 = 2$	min. 5	1
6B	16-32	Verhoogd $k_t^2 = 2$	min. 5	3

Tabel 4: Situaties verhoogde turbulentie.

De inrichting van de stroomgoot voor de proeven met normale turbulentie is te zien in Figuur 10.



Figuur 10: Inrichting stroomgoot bij verhoogde turbulentie.

4.3 Aandachtspunt proeven

Tijdens het uitvoeren van de proeven dient, voor zover dat mogelijk is, rekening gehouden te worden met de waterdiepte in relatie tot de diameter van het granulaire materiaal. Er dient getracht te worden om ervoor te zorgen dat het snelheidsprofiel volledig ontwikkeld is. In het geval van een volledig ontwikkeld snelheidsprofiel wordt gesteld in *The Rock Manual* (CIRIA, 2007) dat de waterdiepte h gedeeld door de D_n groter dan 5 dient te zijn. In formule vorm: $\frac{h}{D_n} > 5$.

Als de uitkomst van bovengenoemde formule groter dan 5 is kan voor de formule van Pilarczyk gebruik worden gemaakt van formule 5.221 uit the Rock Manual (CIRIA, 2007) voor de snelheidsprofielfactor k_h . Formule 5.221: $k_h = \frac{2}{\log^2\left(1 + \frac{12h}{k_s}\right)}$

Als deze waarde kleiner dan 5 is mag $k_h \cong 1$ worden toegepast.

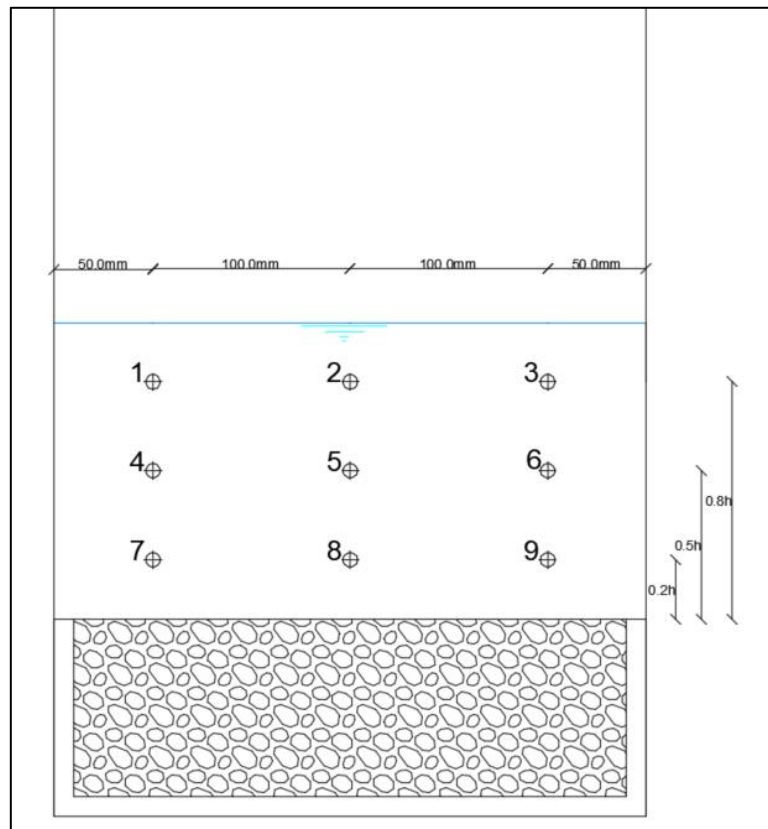
5 Aanpak proeven

Om de proeven reproduceerbaar te maken en de condities voor elke proef gelijk te houden is een eenduidige wijze van het uitvoeren van de proeven noodzakelijk. Deze wijze van uitvoeren wordt hieronder in een stappenplan beschreven.

5.1 Te meten parameters

Om de resultaten van de proeven op een goede manier te kunnen vergelijken met de uitkomsten uit de berekeningen is het van belang dat een aantal parameters worden gemeten. De volgende parameters zullen tijdens de proeven worden gemeten:

- Stroomsnelheden boven meetvak met bodembescherming (U);
Op verschillende plaatsen wordt de stroomsnelheid gemeten zowel variërend in diepte als in de breedte. Op de volgende dieptes ten opzichte van de bovenzijde van de breuksteen in het meetvak wordt gemeten: 0,2h, 0,5h en 0,8h. In de breedte worden deze metingen gedaan op 50 mm, 150mm en 250 mm gezien vanaf de linker zijkant van de stroomgoot (zie Figuur 11)
- Waterdieptes (h) bij het begin, midden en eind van het meetvak.
- Stijghoogtes (H) aan het begin, midden en eind van het meetvak.
- Stroomsnelheid en debiet (U & Q) middels Nivus meter voor het meetvak.



Figuur 11: Meetpunten midden meetvak.

5.2 Voorbereiding proef

Allereerst dient de proef voorbereid te worden, hieronder wordt verstaan het opbouwen van de bodemverdediging en de constructies in de stroomgoot, volgens het stappenplan in Tabel 5.

Stap nr.	Beschrijving	Opmerking
1.	Constructies plaatsen in stroomgoot	Start oploop op 1,6 m na instroom; verhoging, bak en nogmaals een verhoging sluiten hierop aan.
2.	Plaatsen verhoging in bak	Plaatsen planken zodat de bovenkant van de laag stenen (ca. 2 a 3 x D_{N50}) gelijk is aan de verhoging.
3.	Aanbrengen granulair materiaal	Breuksteen in bak leggen
4.	Vlak maken van het bed	Met de maatplaat het bed vlak maken. Maatplaat over het bed halen en eventueel steentjes aandrukken/weghalen.

Tabel 5: Voorbereidingsstappen proef

5.3 Uitvoering proef

Het uitvoeren van de proef geschied volgens het stappenplan in Tabel 6:

Stap nr.	Beschrijving	Opmerking
1.	Pomp aanzetten	
2.	Peil langzaam verhogen tot de constructies onder water staan.	
3.	Pitotbuis ontluchten	
4.	Plaat laten zakken	Enkel voor situatie 5 en 6!
5.	Stroomsnelheid stapsgewijs verhogen tot begin bewegen door pomp verder open te draaien.	Na verhogen stroomsnelheid 1 minuut wachten. Met begin van bewegen wordt het bewegen van 1 á 2 steentjes bedoeld, dit is het moment van meten.
6.	Stroomsnelheden en debiet aflezen op de stroomsnelheidsmeter.	(1 meting)
7.	Stijghoogte en waterhoogte aflezen van de pitotbuis en invullen op het meetformulier op alle meetpunten.	(9 metingen), daarnaast fase van bewegen noteren (1-7).
8.	Waterstand en stijghoogte boven bodemverdediging meten bij begin en einde van de bak en invullen op het meetformulier.	(2 metingen)
9.	Stroomsnelheid nogmaals stapsgewijs verhogen tot meer beweging en metingen nogmaals uitvoeren.	Fase van bewegen noteren (1-7).
10.	Einde proef	Eventueel opnieuw opbouwen, zie: voorbereiding proef.

Tabel 6: Stappenplan uitvoering proef

5.4 Planning proeven

De planning voor het uitvoeren van de proeven voor dit onderzoek is weergegeven in Tabel 7:

Datum	Situatie	Aantal proeven
19-03-2018	1	10
20-03-2018	2	10
22-03-2018	3	10
24-03-2018	4	10
26-03-2018	5	10
27-03-2018	6	10
29-03-2018	Uitloop	
30-03-2018	Uitloop	

Tabel 7: Planning proeven.

5.5 Verzamelen data

Het verzamelen en op een juiste manier opslaan van de data is van groot belang voor het slagen van de proeven. Daarom is er een speciaal meetformulier opgesteld waarop alle data wordt verzameld. In bijlage 2 is het meetformulier te vinden.

De volgende gegevens worden verzameld tijdens de proeven:

- Waterhoogtes en stijghoogtes bij begin bewegen, hiermee kan later de berekende kritische stroomsnelheid of diepte gemiddelde stroomsnelheid worden bepaald ter vergelijking van de gemeten en berekende waarden.
- Waterhoogtes en stijghoogtes begin en einde meetvak. Hiermee kan later het verval i worden berekend voor het eventueel bepalen van de diepte gemiddelde stroomsnelheid.
- Stroomsnelheid en debiet ter plaatse van de oploop.
- Camerabeelden, voor het terugkijken van de proeven wanneer zaken onduidelijk zijn en ter vastlegging. Deze bestanden worden benoemd met de volgende benaming: situatie .., proef.., sub code.. en datum.
- Gradatie van beweging, gedefinieerd in stappen van 1 tot 7 te weten:
 1. Af en toe beweegt er een steentje
 2. Regelmatige verplaatsing van steentjes op enkele locaties
 3. Regelmatige verplaatsing van steentjes op meerdere locaties
 4. Regelmatige verplaatsing van steentjes op veel locaties
 5. Regelmatige verplaatsing van steentjes op alle locaties
 6. Permanente verplaatsing van steentjes op alle locaties
 7. Algemeen transport van steentjes

5.6 Verwerken data

Na het meten en daarmee verzamelen van de benodigde gegevens kan begonnen worden met het verwerken en analyseren van deze data. Bij dit verwerken zijn een aantal zaken belangrijk, namelijk:

- Het verschil tussen de uitkomsten (berekend en gemeten) dient duidelijk en overzichtelijk te zijn.
- Naast de initiële berekende waarde dient voor elke proef de exacte kritische-stroomsnelheid op basis van de in de proef waargenomen waarden voor de parameters te worden berekend.

De analyse en verwerking van de gegevens zal gebeuren met Excel. Dit programma biedt de mogelijkheid de exacte kritische stroomsnelheid per situatie snel te berekenen en duidelijke grafieken te maken. Aansluitend aan het verwerken van de data dient dit geanalyseerd te worden. De vragen wat zie ik en waardoor komt dit, zijn hierin een belangrijk uitgangspunt. Afsluitend aan het verwerken en analyseren wordt een conclusie getrokken en eventueel een aanbeveling geschreven.

6 Verwijzingen

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

Jacobs, R. (1986, oktober 13). *De Oosterschelde stroomt met grote snelheid bij opkomend tij langs de pijlers van de stormvloedkering*. Zeeland. Opgeroepen op januari 15, 2018, van <https://beeldbank.rws.nl/MediaObject/Details/34648>

P.J., v. S. (2003). *Handleiding bij het Asfaltonderzoek*. Breukelen: Vereniging tot Bevordering van Werken in Asfalt.

w., N. i. (1996). *Toegepaste vloeistofmechanica hydraulica voor waterbouwkundigen* (zevende druk ed.). Houten: Wolters Noordhoff.

7 Bijlage

Bijlage 1: inrichting stroomgoot

Bijlage 2: meetformulier

7.1 Bijlage 1 inrichting stroomgoot

7.2 Bijlage 2 meetformulier

Meetformulier proeven (on-) veiligne

datum	situatie	proefnr.	subcode	fase van bewegen	waterhoogte meetpunt 1 (m)	stijfhoogte meetpunt 1 (m)	waterhoogte meetpunt 2 (m)	stijfhoogte meetpunt 2 (m)	waterhoogte meetpunt 3 (m)	stijfhoogte meetpunt 3 (m)	waterhoogte meetpunt 4 (m)	stijfhoogte meetpunt 4 (m)	waterhoogte meetpunt 5 (m)	stijfhoogte meetpunt 5 (m)	waterhoogte m
19-3-2018	1	1	A	1	0,268	0,311	0,268	0,311	0,269	0,312	0,269	0,311	0,268	0,309	0,266
19-3-2018	1	2	A	1	0,266	0,304	0,256	0,304	0,256	0,304	0,258	0,306	0,257	0,301	0,257
19-3-2018	1	2	B	3	0,304	0,365	0,304	0,371	0,304	0,372	0,304	0,372	0,305	0,369	0,304
19-3-2018	1	3	A	1	0,316	0,381	0,316	0,382	0,318	0,383	0,316	0,382	0,317	0,382	0,318
19-3-2018	1	3	B		0,306	0,394	0,304	0,387	0,303	0,385	0,304	0,386	0,303	0,38	0,302

Witteveen Bos

on-) veiligheid formule van Pilarczyk

punt 3 (m)	waterhoogte meetpunt 6 (m)	stijfhoogte meetpunt 6 (m)	waterhoogte meetpunt 7 (m)	stijfhoogte meetpunt 7 (m)	waterhoogte meetpunt 8 (m)	stijfhoogte meetpunt 8 (m)	waterhoogte meetpunt 9 (m)	stijfhoogte meetpunt 9 (m)	waterhoogte begin bak (m)	stijfhoogte begin bak (m)	waterhoogte einde bak (m)	stijfhoogte einde bak (m)	stromingsnelheid Nivus-meter (m/s)	Dalende Nivus-meter (m/s)
0,266	0,313	0,268	0,304	0,268	0,288	0,304	0,269	0,291	0,269	0,309	0,251	0,309	0,715	29,6
0,257	0,305	0,26	0,284	0,259	0,283	0,283	0,258	0,293	0,26	0,302	0,244	0,301	0,7	25,7
0,304	0,372	0,306	0,369	0,305	0,363	0,363	0,305	0,367	0,311	0,369	0,309	0,369	0,879	47,2
0,318	0,384	0,317	0,388	0,316	0,366	0,366	0,318	0,372	0,316	0,38	0,3	0,382	0,91	51,46
0,302	0,392	0,305	0,352	0,301	0,331	0,331	0,302	0,365	0,28	0,381	0,293	0,381	1,66	49,2

Bijlage 3 Meetresultaten

Meetformulier proeven (on-) veiligheid formules van Pilarczyk

datum		Code [st-proefnr-subcode-fasebew]		situatie		proef nr.		subcode		fase van bewegen		waterhoogte [m]		Stroomsnelheid p1		Stroomsnelheid p2		Stroomsnelheid p3		Stroomsnelheid p4		Stroomsnelheid p5		Stroomsnelheid p6		Stroomsnelheid p7		Stroomsnelheid p8		Stroomsnelheid p9		Berekende stroomsnelheid bodem [m/s]		Turbulente factor		factor	
19-3-2018 1-1-A-1	1	1	1	A	1	0,07	0,92	0,91	0,93	0,91	0,90	0,96	0,84	0,84	0,66	0,78	0,95	1,00	0,82																		
19-3-2018 1-2-A-1	1	2	1	A	1	0,075	0,89	0,97	0,97	0,97	0,93	0,97	0,69	0,69	0,83	0,73	0,95	1,00	0,77																		
19-3-2018 1-3-A-1	1	3	1	A	1	0,07	1,13	1,14	1,13	1,14	1,13	1,14	1,00	0,99	1,03	1,01	0,95	1,00	1,06																		
20-3-2018 1-4-A-1	1	4	A	1	0,07	0,90	1,02	1,03	1,03	0,79	0,89	0,86	0,56	0,52	0,61	0,56	0,95	1,00	0,60																		
20-3-2018 1-5-A-1	1	5	A	1	0,065	0,86	1,12	0,89	0,79	0,95	0,80	0,61	0,67	0,63	0,64	0,95	1,00	0,67																			
20-3-2018 1-6-A-1	1	6	A	1	0,075	1,15	1,20	1,18	0,91	0,95	0,92	0,70	0,75	0,74	0,73	0,95	1,00	0,77																			
19-3-2018 1-2-B-3	1	2	B	3	0,1	1,09	1,15	1,16	1,16	1,12	1,12	1,16	1,11	1,07	1,10	1,09	1,19	1,00	0,92																		
19-3-2018 1-3-B-3	1	3	B	3	0,11	1,31	1,28	1,30	1,33	1,23	1,33	1,33	0,96	0,77	1,11	0,95	1,19	1,00	0,80																		
20-3-2018 1-4-B-3	1	4	B	3	0,13	1,32	1,37	1,44	1,29	1,31	1,40	0,92	0,89	0,89	0,90	1,19	1,00	0,75																			
20-3-2018 1-5-B-3	1	5	B	3	0,11	1,26	1,39	1,41	1,25	1,28	1,32	0,79	0,67	0,82	0,76	1,19	1,00	0,64																			
20-3-2018 1-6-B-3	1	6	B	3	0,11	1,43	1,39	1,39	1,17	1,31	1,38	0,64	0,71	0,89	0,75	1,19	1,00	0,63																			
20-3-2018 2-7-A-1	2	7	A	1	0,07	1,10	0,98	1,09	1,05	0,83	1,07	0,91	0,63	1,01	0,85	0,67	2,00	1,26																			
20-3-2018 2-8-A-1	2	8	A	1	0,07	1,18	1,03	1,16	1,12	0,94	1,11	0,87	0,73	0,83	0,81	0,67	2,00	1,21																			
22-3-2018 2-9-A-1	2	9	A	1	0,07	1,03	0,90	1,00	1,01	0,75	0,96	0,80	0,64	0,79	0,75	0,67	2,00	1,11																			
22-3-2018 2-10-A-1	2	10	A	1	0,065	0,98	0,75	0,92	0,96	0,66	0,66	0,64	0,42	0,78	0,61	0,67	2,00	0,91																			
22-3-2018 2-11-A-1	2	11	A	1	0,065	1,08	0,87	1,04	1,04	0,75	1,02	0,58	0,42	0,92	0,64	0,67	2,00	0,95																			
20-3-2018 2-7-B-3	2	7	B	3	0,1	#GETAL	0,95	1,19	1,17	0,99	1,17	0,89	0,79	0,92	0,87	0,84	2,00	1,03																			
20-3-2018 2-8-B-3	2	8	B	3	0,13	1,27	1,16	1,28	1,28	0,97	1,28	1,12	0,99	0,98	1,03	0,84	2,00	1,23																			
22-3-2018 2-9-B-3	2	9	B	3	0,095	1,20	0,82	1,14	1,15	0,94	1,10	0,97	0,74	0,82	0,84	0,84	2,00	1,00																			
22-3-2018 2-10-B-3	2	10	B	3	0,105	1,27	1,05	1,26	1,24	0,87	1,24	1,10	0,77	1,06	0,98	0,84	2,00	1,16																			
22-3-2018 2-11-B-3	2	11	B	3	0,11	1,28	1,07	1,28	1,26	0,97	1,24	0,99	0,59	1,13	0,90	0,84	2,00	1,08																			
22-3-2018 3-12-A-1	3	12	A	1	0,06	0,77	0,75	0,78	0,77	0,75	0,75	0,59	0,58	0,59	0,59	0,78	1,00	0,76																			
22-3-2018 3-13-A-1	3	13	A	1	0,055	0,78	0,75	0,77	0,77	0,71	0,70	0,58	0,58	0,54	0,57	0,78	1,00	0,73																			
22-3-2018 3-14-A-1	3	14	A	1	0,055	0,79	0,78	0,77	0,73	0,71	0,75	0,49	0,51	0,54	0,51	0,78	1,00	0,66																			
23-3-2018 3-15-A-1	3	15	A	1	0,065	0,69	0,71	0,70	0,64	0,67	0,64	0,49	0,51	0,40	0,46	0,78	1,00	0,59																			
23-3-2018 3-16-A-1	3	16	A	1	0,057	0,84	0,84	0,83	0,80	0,78	0,79	0,37	0,56	0,56	0,50	0,78	1,00	0,64																			
22-3-2018 3-12-B-3	3	12	B	3	0,09	0,96	0,94	0,95	0,93	0,92	0,92	0,74	0,69	0,75	0,73	0,97	1,00	0,75																			
22-3-2018 3-13-B-3	3	13	B	3	0,08	0,91	0,91	0,93	0,91	0,86	0,86	0,73	0,66	0,64	0,68	0,97	1,00	0,69																			
22-3-2018 3-14-B-3	3	14	B	3	0,115	1,10	1,10	1,11	1,07	1,08	1,08	0,97	0,94	1,00	0,97	0,97	1,00	1,00																			
23-3-2018 3-15-B-3	3	15	B	3	0,1	0,90	0,90	0,89	0,85	0,86	0,86	0,67	0,75	0,61	0,68	0,97	1,00	0,70																			
23-3-2018 3-16-B-3	3	16	B	3	0,095	1,07	1,04	1,04	1,03	1,02	1,00	0,77	0,70	0,75	0,74	0,97	1,00	0,76																			

datum	Codel (sit.proefnr.subcode-fasebew)	situatie	proef nr.	subcode	fase van bewegen	waterhoogte (m)	Stroomnelheid p1	Stroomnelheid p2	Stroomnelheid p3	Stroomnelheid p4	Stroomnelheid p5	Stroomnelheid p6	Stroomnelheid p7	Stroomnelheid p8	Stroomnelheid p9	Gemiddelde stroomnelheid bodem (m/s)	Berekende U kritisch	Turbulente factor	factor
23-3-2018 4-17-A-1	4	17	A	1	0.045	0.90	0.74	0.89	0.87	0.73	0.84	0.82	0.69	0.83	0.78	0.55	2.00	1.41	
23-3-2018 4-18-A-1	4	18	A	1	0.04	0.80	0.44	0.80	0.67	0.42	0.79	0.40	0.42	0.75	0.52	0.55	2.00	0.95	
23-3-2018 4-19-A-1	4	19	A	1	0.04	0.87	0.46	0.83	0.84	0.44	0.80	0.77	0.54	0.66	0.66	0.55	2.00	1.19	
23-3-2018 4-20-A-1	4	20	A	1	0.045	0.94	0.79	0.91	0.91	0.59	0.89	0.52	0.34	0.52	0.46	0.55	2.00	0.84	
23-3-2018 4-21-A-1	4	21	A	1	0.05	0.97	0.85	0.96	0.96	0.84	0.92	0.87	0.78	0.89	0.85	0.55	2.00	1.25	
23-3-2018 4-17-B-3	4	17	B	3	0.055	1.02	0.85	1.00	1.00	0.83	0.98	0.87	0.89	0.89	0.85	0.69	2.00	1.23	
23-3-2018 4-18-B-3	4	18	B	3	0.05	0.95	0.79	0.95	0.93	0.74	0.92	0.85	0.77	0.87	0.83	0.69	2.00	1.21	
23-3-2018 4-19-B-3	4	19	B	3	0.055	0.97	0.86	0.95	0.98	0.64	0.93	0.86	0.52	0.84	0.74	0.69	2.00	1.08	
23-3-2018 4-20-B-3	4	20	B	3	0.055	1.04	0.90	0.99	1.01	0.73	0.97	0.74	0.49	0.59	0.61	0.69	2.00	0.88	
23-3-2018 4-21-B-3	4	21	B	3	0.07	1.06	0.98	1.07	1.08	0.98	1.04	0.86	0.85	1.01	0.91	0.69	2.00	1.32	
26-3-2018 5-22-A-1	5	22	A	1	0.065	0.82	1.13	0.80	0.71	0.92	0.82	0.42	0.67	0.54	0.54	1.08	1.00	0.51	
26-3-2018 5-23-A-1	5	23	A	1	0.07	0.93	1.18	0.92	0.93	1.01	0.90	0.66	0.78	0.61	0.68	1.08	1.00	0.63	
26-3-2018 5-24-A-1	5	24	A	1	0.07	1.17	1.30	1.06	0.98	1.05	0.87	0.61	0.64	0.58	0.61	1.08	1.00	0.57	
26-3-2018 5-25-A-1	5	25	A	1	0.075	1.09	1.16	0.95	0.91	0.91	0.93	0.66	0.66	0.56	0.62	1.08	1.00	0.58	
26-3-2018 5-26-A-1	5	26	A	1	0.08	1.24	1.30	1.16	0.95	1.05	1.05	0.66	0.28	0.64	0.53	1.08	1.00	0.49	
26-3-2018 5-22-B-3	5	22	B	3	0.14	1.51	1.53	1.53	1.51	1.45	1.47	1.03	0.96	1.15	1.05	1.35	1.00	0.77	
26-3-2018 5-23-B-3	5	23	B	3	0.135	1.52	1.49	1.52	1.48	1.39	1.48	1.08	1.00	1.02	1.03	1.35	1.00	0.76	
26-3-2018 5-24-B-3	5	24	B	3	0.1	1.52	1.56	1.47	1.30	1.28	1.35	0.84	0.95	0.80	0.87	1.35	1.00	0.64	
26-3-2018 5-25-B-3	5	25	B	3	0.13	1.65	1.68	1.60	1.55	1.62	1.48	1.17	0.98	1.08	1.08	1.35	1.00	0.80	
26-3-2018 5-26-B-3	5	26	B	3	0.11	1.41	1.53	1.41	1.42	1.45	1.44	0.86	0.66	1.00	0.84	1.35	1.00	0.62	
27-3-2018 6-27-A-1	6	27	A	1	0.055	0.64	0.44	0.78	0.59	0.49	0.70	0.46	0.31	0.51	0.43	0.76	2.00	0.56	
27-3-2018 6-28-A-1	6	28	A	1	0.07	0.87	0.78	0.92	0.82	0.44	0.80	0.70	0.46	0.73	0.63	0.76	2.00	0.83	
27-3-2018 6-29-A-1	6	29	A	1	0.06	0.83	0.73	0.84	0.78	0.78	0.82	0.67	0.49	0.66	0.60	0.76	2.00	0.79	
27-3-2018 6-30-A-1	6	30	A	1	0.06	0.82	0.74	0.79	0.78	0.63	0.61	0.56	0.46	0.59	0.54	0.76	2.00	0.71	
27-3-2018 6-31-A-1	6	31	A	1	0.06	0.85	0.77	0.83	0.80	0.59	0.73	0.75	0.51	0.59	0.62	0.76	2.00	0.81	
27-3-2018 6-27-B-3	6	27	B	3	0.075	1.03	1.03	0.94	0.86	0.92	0.98	0.78	0.73	0.71	0.74	0.96	2.00	0.78	
27-3-2018 6-28-B-3	6	28	B	3	0.085	1.20	1.11	1.16	1.07	0.99	1.08	0.84	0.64	0.69	0.72	0.96	2.00	0.76	
27-3-2018 6-29-B-3	6	29	B	3	0.1	1.21	1.20	1.24	1.16	1.08	1.08	0.97	0.79	0.96	0.91	0.96	2.00	0.95	
27-3-2018 6-30-B-3	6	30	B	3	0.12	1.37	1.26	1.46	1.25	1.11	1.35	1.04	0.95	0.97	0.95	0.96	2.00	1.03	
27-3-2018 6-31-B-3	6	31	B	3	0.11	1.36	1.27	1.44	1.22	1.04	1.35	0.98	0.86	1.13	0.99	0.96	2.00	1.04	

Bijlage 4 Verificatie antwoorden (sub-)deelvragen

Deelvraag		Product
DV 1: Welke parameters in de formule van Pilarczyk hebben de meeste invloed op de benodigde steengrootte ter bescherming van de bodem?		
SDV 1a: Welke formules uit de Rock Manual worden er gebruikt voor het berekenen van bodemverdediging onder belasting van stroming? Act 1.a: Literatuuronderzoek; formules voor berekenen bodemverdediging in de Rock Manual. Prod 1.a: Rapportage; formules voor berekenen bodemverdediging in de Rock Manual.		Literatuurstudie: hoofdstuk 5
SDV 1b: Voor welke situaties is de formule van Pilarczyk toepasbaar? Act 1.b: Literatuuronderzoek; toepasbaarheid formule van Pilarczyk Prod 1.b: Rapportage; toepasbaarheid formule van Pilarczyk		Literatuurstudie: hoofdstuk 6
SDV 1c: Hoe is de formule van Pilarczyk opgebouwd, welke parameters zijn er in opgenomen en waar staan deze voor? Act 1.c: Literatuuronderzoek; parameters in formule van Pilarczyk Prod 1.c: Rapportage; parameters in formule van Pilarczyk.		Literatuurstudie: hoofdstuk 5.3 & 6
SDV 1d: Welke standaard waarden worden voor de parameters in de formule van Pilarczyk gebruikt? Act 1.d: Literatuuronderzoek; invulling parameters in formule van Pilarczyk. Prod 1.d: Rapportage; invulling parameters in formule van Pilarczyk.		Literatuurstudie: hoofdstuk 5.3 & 6
Deelvraag		Product
DV 2: Met welke proefopstelling en meetmethodiek is, in de stroomgoot van de HAN, formule 5.219 van Pilarczyk te verifiëren?		
SDV 2a: Welke capaciteiten, zoals stroomsnelheid en waterdiepte, heeft de stroomgoot van de HAN? Act 2.a: Capaciteiten stroomgoot bespreken met Paul Prod 2.a: Rapportage capaciteiten stroomgoot		Meetplan: hoofdstuk 3.1
SDV 2b: Welke situaties waar formule 5.219 uit de Rock Manual op van toepassing is gaan wij analyseren middels proeven in de stroomgoot van de HAN? Act 2.b.1: Vaststellen te beproeven situaties, capaciteiten stroomgoot daarin meegenomen Prod 2.b.1: Rapportage; te beproeven situaties		Meetplan: hoofdstuk 4
Act 2.b.2: Berekening theoretische kritische stroomsnelheid voor geldende situatie. Prod 2.b.2: Berekening; berekening van kritische stroomsnelheid voor geldende situatie.		Afstudeerscriptie: bijlage 3 Meetresultaten
SDV 2c: Wat dient er gemeten te worden bij de proeven in de stroomgoot van de HAN om de voor SDV 2b beschreven situaties te kunnen analyseren? Act 2.c: Literatuuronderzoek; meten parameters in de stroomgoot Prod 2.c: Rapportage; meten parameters in de stroomgoot		Meetplan: hoofdstuk 5.1

SDV 2d:	Hoe gaan de in SDV 2c beschreven te meten parameters gemeten worden en herleidbaar opgeslagen voor latere analyse en controle?	Meetplan: hoofdstuk 3.3 & 5.5
Act 2.d:	Opstellen procedure voor verzamelen gegevens.	
Prod 2.d:	Rapportage; onderdeel van meetplan.	
Deelvraag		Product
DV 3: Hoe verhoudt de met formule 5.219 berekende kritieke stroomsnelheid, voor de situaties gekozen bij SDV 2b, zich ten opzichte van de bij proeven in de stroomgoot gemeten kritieke stroomsnelheid?		
SDV 3a:	Wat is de met formule 5.219 berekende kritieke stroomsnelheid voor het falen van de bodemverdediging, voor de in SDV 2b gekozen situaties, met een op voorhand gekozen sortering breuksteun?	Afstudeerscriptie: hoofdstuk 5.1
Act 3.a:	Proeven in de stroomgoot van de HAN.	
Prod 3.a:	Proefresultaten (meermalen uitgevoerd); kritische stroomsnelheden bij een vooraf bepaalde situatie voor een aangebrachte bodemverdediging.	
SDV 3b:	Wat is het verschil tussen de in SDV 3a berekende kritieke stroomsnelheid, voor het begin van beweging van de bodemverdediging en de gemeten kritieke stroomsnelheid uit de proeven in de stroomgoot?	Afstudeerscriptie: hoofdstuk 5.2
Act 3.b:	Analyseren; analyseren van de resultaten behaald uit proeven in de stroomgoot met vooraf berekende waarden.	
Prod 3.b:	Rapportage; analyseresultaten	
SDV 3c:	Welke veiligheid valt er af te leiden tussen de berekende en gemeten kritieke stroomsnelheid bij uitgevoerde proeven in de stroomgoot?	Afstudeerscriptie: hoofdstuk 5.2
Act 3.c:	Analyseren/interpreteren; analyseren/interpreteren van de resultaten behaald uit proeven in de stroomgoot.	
Prod3.c:	Rapportage; verdere analyse veiligheid formule van Pilarczyk.	
SDV 3d:	Wat is de invloed van turbulentie op de in SDV 3c afgeleide veiligheid vergeleken met geen turbulentie gecalculeerd in de berekende kritieke stroomsnelheid?	Afstudeerscriptie: hoofdstuk 5.4 & 5.5
Act 3.d:	Analyseren/ verbanden leggen; analyseren/verbanden leggen tussen resultaten.	
Prod 3.d:	Rapportage; gevolg interpretatie turbulentiefactor in formule van Pilarczyk.	

Bijlage 5 Spreiding veiligheid per situatie

Situatie 1: normale turbulentie, sortering 16-22 mm									
Situatie: 1A (Fase 1 van bewegen)					Situatie: 1B (Fase 3 van bewegen)				
Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld
2	0,73	0,00	0,77	0,00	2	1,09	0,20	0,92	0,17
3	1,01	0,27	1,06	0,29	3	0,95	0,06	0,80	0,05
4	0,56	-0,17	0,59	-0,18	4	0,90	0,01	0,75	0,01
5	0,64	-0,10	0,67	-0,10	5	0,76	-0,13	0,64	-0,11
6	0,73	0,00	0,77	0,00	6	0,75	-0,14	0,63	-0,12
Ugemiddeld	0,73				Ugemiddeld	0,89			
Ucrit berekend	0,95				Ucrit berekend	1,19			
Veiligheid gemiddeld	0,77				Veiligheid gemiddeld	0,75			

Situatie 2: verhoogde turbulentie, sortering 16-22 mm										
Situatie 2A (Fase 1 van bewegen)					Situatie 2B (Fase 3 van bewegen)					
Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	
7	0,85	0,12	1,27	0,17	7	0,87	-0,06	1,03	-0,07	
8	0,81	0,08	1,21	0,12	8	1,03	0,11	1,23	0,13	
9	0,75	0,01	1,11	0,02	9	0,84	-0,08	1,00	-0,10	
10	0,61	-0,12	0,92	-0,18	10	0,98	0,05	1,16	0,06	
11	0,64	-0,09	0,95	-0,14	11	0,90	-0,02	1,08	-0,02	
Ugemiddeld	0,73				Ugemiddeld	0,92				
Ucrit berekend	0,67				Ucrit berekend	0,84				
Veiligheid gemiddeld	1,09				Veiligheid gemiddeld	1,10				

Situatie 3: normale turbulentie, sortering 8-16 mm									
Situatie 3A (Fase 1 van bewegen)					Situatie 3B (Fase 3 van bewegen)				
Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld
12	0,59	0,06	0,75	0,08	12	0,73	0,02	0,75	0,02
13	0,57	0,04	0,73	0,05	13	0,68	-0,03	0,70	-0,03
14	0,51	-0,01	0,65	-0,02	14	-	-	-	-
15	0,46	-0,06	0,59	-0,08	15	0,68	-0,03	0,70	-0,03
16	0,50	-0,03	0,64	-0,04	16	0,74	0,04	0,76	0,04
Ugemiddeld	0,52				Ugemiddeld	0,71			
Ucrit berekend	0,78				Ucrit berekend	0,97			
Veiligheid gemiddeld	0,67				Veiligheid gemiddeld	0,73			

Situatie 4: verhoogde turbulentie, sortering 8-16 mm									
Situatie 4A (Fase 1 van bewegen)					Situatie 4B (Fase 3 van bewegen)				
Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld
17	0,78	0,16	1,41	0,28	17	0,85	0,06	1,23	0,09
18	0,52	-0,10	0,95	-0,18	18	0,83	0,04	1,20	0,06
19	0,66	0,03	1,19	0,06	19	0,74	-0,04	1,08	-0,06
20	0,46	-0,16	0,84	-0,29	20	0,61	-0,18	0,88	-0,26
21	0,69	0,06	1,25	0,12	21	0,91	0,12	1,32	0,18
Ugemiddeld	0,62				Ugemiddeld	0,79			
Ucrit berekend	0,55				Ucrit berekend	0,69			
Veiligheid gemiddeld	1,13				Veiligheid gemiddeld	1,14			

Situatie 5: normale turbulentie, sortering 16-32 mm									
Situatie 5A (Fase 1 van bewegen)					Situatie 5B (Fase 3 van bewegen)				
Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld
22	0,54	-0,05	0,70	-0,07	22	1,05	0,07	0,77	0,05
23	0,68	0,08	0,87	0,11	23	1,03	0,06	0,76	0,04
24	0,61	0,01	0,78	0,02	24	0,87	-0,11	0,64	-0,08
25	0,62	0,03	0,80	0,03	25	1,08	0,10	0,80	0,08
26	0,53	-0,07	0,67	-0,09	26	0,84	-0,13	0,62	-0,10
Ugemiddeld	0,60				Ugemiddeld	0,97			
Ucrit berekend	0,78				Ucrit berekend	1,35			
Veiligheid gemiddeld	0,77				Veiligheid gemiddeld	0,72			

Situatie 6: verhoogde turbulentie, sortering 16-32 mm									
Situatie 6A (Fase 1 van bewegen)					Situatie 6B (Fase 3 van bewegen)				
Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld	Proef nummer	U gemeten [m/s]	Spreiding Ugemeten t.o.v Ugemiddeld [m/s]	Veiligheid per proef [-]	Spreiding Veiligheid per proef tov Veiligheid gemiddeld
27	0,43	-0,14	0,56	-0,18	27	0,74	-0,13	0,77	-0,13
28	0,63	0,07	0,83	0,09	28	0,72	-0,15	0,75	-0,15
29	0,60	0,04	0,80	0,05	29	0,91	0,04	0,95	0,04
30	0,54	-0,02	0,71	-0,03	30	0,99	0,12	1,03	0,12
31	0,62	0,05	0,81	0,07	31	0,99	0,12	1,03	0,13
Ugemiddeld	0,56				Ugemiddeld	0,87			
Ucrit berekend	0,76				Ucrit berekend	0,96			
Veiligheid gemiddeld	0,74				Veiligheid gemiddeld	0,91			

