

WTI 2017 Kunstwerken

**Achtergrondrapport toetspoor Hoogte II - Bepaling
kritiek overslag-/overloopdebiet**



WTI 2017 Kunstwerken

**Achtergrondrapport toetspoor Hoogte II - Bepaling kritiek
overslag-/overloopdebiet**

B. van Bree

1220087-001

Titel

WTI 2017 Kunstwerken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
RWS	1220087-001	1220087-001-GEO-0011- jvm	21

Trefwoorden Keywords

bodembescherming, waterkerende kunstwerken, WTI
soil / water bottom protective layer, hydraulic structures, WTI

Samenvatting

In voorliggend document is de kennisbasis ten aanzien van de bepaling van het kritieke debiet als gevolg van overslag en/of overloop over het gesloten kunstwerk of instroming door het geopende kunstwerk vastgelegd. Hierbij is onderscheid gemaakt in vier belastingsituaties voor de bodembescherming achter het kunstwerk:

- A. Belasting door continue stroming als gevolg van overloop over het gesloten kunstwerk of instroming door het geopende kunstwerk.
- B. Belasting door pulserende stroming als gevolg van overslag over het gesloten kunstwerk.
- C. Continue belasting door overstortende straal als gevolg van overloop over het gesloten kunstwerk.
- D. Pulserende belasting door overstortende straal als gevolg van overslag over het gesloten kunstwerk.

Voor belastingsituatie A zijn diverse stabiliteitsrelaties bekend, waarvan de formules van Izbash, Shields, Pilarczyk en Escarameia in hoofdstuk 2 worden behandeld. Deze zijn afgeleid voor granulaire bodembeschermingen. Voor niet-granulaire bodembeschermingen is de beschikbare kennis veel beperkter; stabiliteitsfactoren voor diverse formules zijn geïnterpreteerd in paragraaf 2.5.

Belastingsituatie B wordt, bij gebrek aan specifieke relaties die onderscheid maken tussen pulserende stroming en continue stroming, op dezelfde wijze behandeld als belastingsituatie A.

Voor belastingsituatie C en D is de kennisbasis zoals gebruikt binnen het project VNK2 overgenomen. Hierbij wordt gewerkt met richtgetallen voor het kritieke debiet, die in paragraaf 3.1 zijn opgenomen. Voorts is een iets gedetailleerder model van Vrijburcht beschikbaar. De richtwaarden die gebruikt zijn binnen het project VNK2 zijn echter niet nader onderbouwd en de betrouwbaarheid van het model van Vrijburcht wordt ingeschat als niet zo groot. Daarom is geïnterpreteerd of bestaande kennis omtrent dijkbekledingen als basis kan dienen voor een beter onderbouwde inschatting van het kritieke debiet achter een overstortende straal. Omdat direct toepasbare kennis ontbrak, is in bijlage A een eerste aanzet gegeven voor een nadere uitwerking. Dit heeft echter niet geleid tot formuleringen die direct bruikbaar zijn in het WTI2017. Wel vormt deze aanzet een waardevolle basis om in een nader onderzoekstraject op voort te borduren.

Summary

This report presents the knowledge base related to the inflow of water caused by wave overtopping and / or overflow when the hydraulic structure itself is closed / locked or when the structure is open. Four mechanisms possibly affecting the soil / water bottom protective layers are distinguished. Appendix A holds a first assess method to come to a reliable estimate of the critical flow in case of an overflowing jet of water ending unto the protective layers.

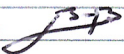

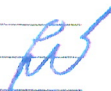
Titel
WTI 2017 Kunstwerken

Opdrachtgever
RWS

Project
1220087-001

Kenmerk
1220087-001-GEO-0011-

Pagina's
19

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
C1	aug 2015	B. van Bree		R. Delhez		M.S. Sule	
				G. Wolters			
D1	dec 2015	B. van Bree		D. Pereboom		L. Voogt	

Status
definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
2	Bodembescherming belast door stroming	2
2.1	Algemeen	2
2.2	Toepassingsgebied	2
2.3	Typen bodembescherming	3
2.4	Gangbare rekenmodellen	3
2.4.1	Shields	4
2.4.2	Izbash	5
2.4.3	Pilarczyk	6
2.4.4	Escarameia and May	9
2.4.5	Omgang met de verschillende modellen binnen WTI2017	11
2.5	Stabiliteitsfactoren voor bodembeschermingstypen anders dan granulair	11
2.5.1	Zetsteenconstructies	11
2.5.2	Matconstructies (blokkenmatten, steenasfaltmatten, mastiekslabben)	12
2.6	Overzicht	14
2.7	Kritieke stroomsnelheid bij onbeschermd bodem	14
3	Bodembescherming achter overstortende straal	16
3.1	Kennisbasis VNK2	16
3.2	Resultaten verdiepingsslag op basis van kennis omtrent bekledingen	18
4	Conclusies	19
	Bijlage(n)	
A	Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting	A-1
B	Aanbeveling “Overloop van coupures en sluisdeuren”	B-1

1 Inleiding

In het cluster Toetsregels Kunstwerken van het WTI2017 worden de faalmodellen voor waterkerende kunstwerken uitgewerkt. Hierbij is het vastleggen van de kennisbasis erg belangrijk. In voorliggend document wordt de kennisbasis ten aanzien van de bepaling van het kritieke debiet als gevolg van overslag en/of overloop over het gesloten kunstwerk of instroming door het geopende kunstwerk vastgelegd.

Een belangrijk aspect in de modellering van de faalmechanismen *overslag/overloop*, *betrouwbaarheid sluiting* en *sterkte en stabiliteit* is dat falen niet direct optreedt zodra er water over of door het kunstwerk stroomt. Om daadwerkelijk falen te veroorzaken dient de hoeveelheid binnenstromend water te leiden tot erosie van de bodembescherming achter het kunstwerk dan wel tot het overschrijden van het kombergend vermogen van het achter het kunstwerk liggende gebied. In dit document wordt de kennisbasis vastgelegd omtrent het eerste aspect, het falen van de bodembescherming achter het kunstwerk. De kennisbasis omtrent falen als gevolg van overschrijden van het kombergend vermogen is vastgelegd in [DLT-komkw 2015]. De kennisbasis omtrent het optredende overslag-/overloopdebiet is vastgelegd in [DLT-ookw 2015].

Voor de bepaling van het kritieke debiet als gevolg van falen van de bodembescherming achter het kunstwerk wordt onderscheid gemaakt in vier belastingsituaties:

- A. Belasting door continue stroming als gevolg van overloop over het gesloten kunstwerk of instroming door het geopende kunstwerk.
- B. Belasting door pulserende stroming als gevolg van overslag over het gesloten kunstwerk.
- C. Continue belasting door overstortende straal als gevolg van overloop over het gesloten kunstwerk.
- D. Pulserende belasting door overstortende straal als gevolg van overslag over het gesloten kunstwerk.

Indien de bodembescherming wordt belast door stroming (situatie A en B) kan met diverse modellen het kritieke debiet bepaald worden. Een overzicht van gangbare modellen is opgenomen in hoofdstuk 2. Indien de bodembescherming echter wordt belast door een overstortende straal (situatie C en D) dan is er geen gevalideerd rekenmodel beschikbaar. In hoofdstuk 3 worden de resultaten gepresenteerd van een inventarisatie van mogelijk bruikbare kennis.

2 Bodembescherming belast door stroming

2.1 Algemeen

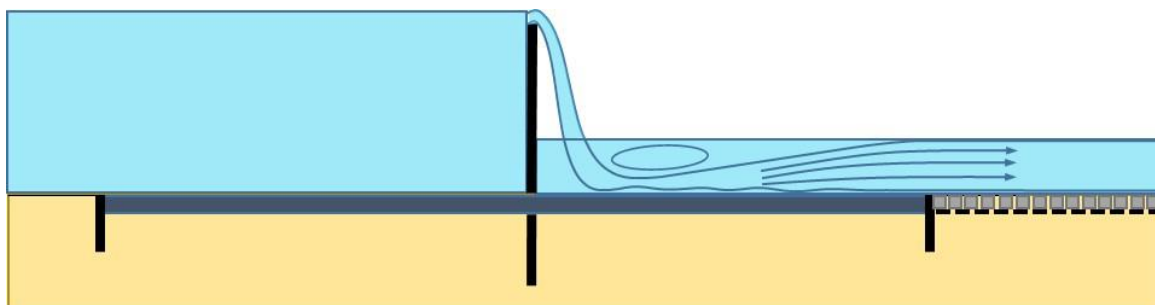
Aansluitend aan het kunstwerk wordt in de praktijk een veelheid aan verschillende typen bodembescherming toegepast. Voor ontwerp en toetsing van diverse typen bodembescherming zijn relatief eenvoudige rekenregels te vinden in diverse handboeken. Deze regels vloeien in het algemeen voort uit dezelfde standaard afleidingen, maar verschillen van elkaar door de factoren die diverse invloeden tot uitdrukking brengen (met name type bodembescherming en mate van turbulentie van de stroming).

Gestart wordt met een nadere beschrijving van het toepassingsgebied: bodembeschermingen belast door een overtrekkende stroming. Vervolgens wordt een beknopt overzicht gegeven van veel voorkomende typen bodembescherming. Aansluitend wordt ingegaan op gangbare rekenregels om de stabiliteit van de bodembescherming mee te beoordelen en wordt aangegeven voor welke typen bodembescherming de betreffende rekenregels van toepassing zijn.

2.2 Toepassingsgebied

Wat betreft het toepassingsgebied beperkt dit hoofdstuk zich tot bodemverdedigingen in situaties waarbij een overwegend 2-dimensionaal stromingsbeeld heerst. In de praktijk geldt dit voor veruit de meeste situaties die in de toetsing beschouwd worden. Denk hierbij aan de situatie waarbij instroming plaats vindt nadat een kunstwerk onbedoeld open blijft staan of na bezwijken van een keermiddel.

Een afwijkend stromingsbeeld treedt op als gevolg van overslag en/of overloop over het gesloten kunstwerk. In dat geval bestaat de belasting uit een overstortende straal over de keermiddelen van het kunstwerk, die in water van beperkte diepte terecht komt. Vaak vindt dit plaats binnen de contouren van het betonwerk van de constructie, waarna de overstortende straal zich spreidt over het natte oppervlak van het kunstwerk. Ter plaatse van de bodembescherming wordt de bodembescherming dan alsnog belast door een overwegend 2-dimensionaal stromingsbeeld. De bijbehorende formules zijn te vinden in dit hoofdstuk.



Figuur 2.1 Overstortende straal binnen contouren betonwerk

Op de situatie dat de overstortende straal rechtstreeks de bodembescherming belast wordt in het volgende hoofdstuk ingegaan.

Indien de toetsers gereede twijfel heeft of de stroming als 2-dimensionaal beschouwd kan worden (bijvoorbeeld bij een ingewikkelde geometrie) kan met fysieke of numerieke modellen

een nauwkeuriger inschatting van de optredende stroomsnelheden ter plaatse van de bodembescherming worden gemaakt.

Belastingen als gevolg van golven spelen een beperkte rol bij de bepaling van het kritieke debiet. Golfoverslag leidt tot een pulserende stromingsbelasting op de bodembescherming achter het kunstwerk. Omdat er geen specifieke relaties bekend zijn die onderscheid maken tussen pulserende stroming en continue stroming, hebben gepresenteerde stabiliteitsrelaties in dit hoofdstuk betrekking op bodembeschermingsconstructies die worden belast door een continue overtrekkende stroming.

2.3 Typen bodembescherming

Indien de bodembescherming wordt belast door stroming zijn, afhankelijk van het type bodembescherming, diverse gevalideerde rekenmodellen beschikbaar. In Tabel 2.1 is een (niet-uitputtend) overzicht opgenomen van de meest voorkomende typen bodembescherming. Van deze typen wordt in de volgende paragraaf aangegeven met welke modellen en op welke wijze de kritieke stroomsnelheid berekend kan worden.

Type bodembescherming	Materiaalsoort (meest voorkomend)
Granulair (al dan niet op geotextiel)	Breuksteen
	Slakken (staalslakken, fosforslakken)
	Grind
Coherent	Blokkenmatten
	Open steenasfaltmatten
	Granulair materiaal gepenetreerd met asfalt of colloïdaal beton
	Asfaltmastiexlabben
Zetsteenconstructies	Betonzuilen
	Basaltzuilen
Composieten	Schanskorven
	Steenmatrassen

Tabel 2.1 Indicatief overzicht van veel voorkomende bodembeschermingsconstructies

2.4 Gangbare rekenmodellen

De volgende veel voorkomende modellen om het kritieke debiet van de bodembescherming mee te berekenen worden onderstaand besproken:

- Shields.
- Izbash.
- Pilarczyk.
- Escameia and May.

Voor het type 'granulaire bodembescherming' geldt dat deze modellen allemaal toegepast kunnen worden. Voor de overige typen bodembescherming geldt dat in paragraaf 2.5 per model is aangegeven op welke wijze het kan worden toegepast.

Opgemerkt wordt dat er ook andere, in Nederland minder gangbare modellen beschikbaar zijn zoals de formules van Maynard. Het staat de toetsers vrij andere modellen te gebruiken als de toetsers van mening is dat het kritieke debiet hiermee adequaat ingeschat kan worden.

Voorts wordt opgemerkt dat de uitkomsten van de modellen soms sterk kunnen verschillen. Daarom wordt aanbevolen meerdere modellen te gebruiken, om vervolgens op basis van 'engineering judgement' een keuze te maken aangaande de toe te passen kritieke stroomsnelheid.

Algemene achtergronden omtrent de modellen wordt hier niet verder besproken; hiervoor wordt verwezen naar bijvoorbeeld hoofdstuk 3 van [Schiereck, 2012] of hoofdstuk 5 van de Rock Manual [CIRIA-C683 2007, 2013].

2.4.1 Shields

De basisrelatie voor granulair materiaal onder stroming is de relatie van Shields, met correctiefactoren voor taluds en niet-uniforme stroming [Schiereck, 2012]:

$$D = \frac{k_t^2 \cdot U_c^2}{k_{sl} \cdot \Psi_{cr} \cdot \Delta \cdot C^2} \quad 2-1$$

Hierin is:

D	[m]	Karakteristieke elementafmeting Voor granulaire materialen geldt: $D = D_{50}$ D_{50} = Zeefmaat waardoor 50% van het gewicht van een partij stenen kan passeren. $D_{n50} = 0,84 D_{50}$ D_{n50} = nominale steendiameter van een steenstuk met een massa M_{50} . M_{50} = massa [kg] van een denkbeeldig steenstuk uit een partij stenen waarvoor geldt dat 50% van de massa van die partij bestaat uit steenstukken die lichter zijn dan dat denkbeeldige steenstuk. $D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$. ρ_s = soortelijk gewicht stenen [kg/m ³]
U_c	[m/s]	Dieptegemiddelde kritieke stroomsnelheid
Ψ_{cr}	[-]	Kritieke schuifspanningsparameter, ook wel Shieldsparameter genoemd.
Δ	[-]	Relatieve dichtheid $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ Hierin is: ρ_s = soortelijk gewicht stenen [kg/m ³] ρ_w = soortelijk gewicht water [kg/m ³]
C	[m ^{0,5} /s]	Chezy-coëfficiënt. Hiervoor zijn verschillende formules beschikbaar, de meest gebruikte is $C=18 \log(1+12h/k_s)$ met $k_s = 4D_{50}$
k_{sl}	[-]	Taludfactor $K_{sl} = \frac{\cos\psi \sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta \tan^2\theta - \sin^2\psi \sin^2\beta}}{\tan\theta}$ ψ = hoek van de stroming met de opwaartse taludrichting (°) β = hoek van de bodembescherming met horizontaal (°) θ = hoek van inwendige wrijving (°) (voor breuksteen 40°) Voor stroming parallel aan het talud ($\psi=90^\circ$) geldt: $K_{sl} = \cos\beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan\beta}{\tan\theta}\right)^2}$ Voor stroming in neerwaartse richting van het talud ($\psi=180^\circ$)

k_t	geldt: $K_{sl} = \frac{\sin(\theta - \beta)}{\sin\theta}$
	[-] Turbulentiefactor $k_t = (1+3r)/1,3$ $r =$ dieptegemiddelde relatieve fluctuatie-intensiteit als gevolg van turbulentie [-] Bij normale turbulentie boven een vlak bed (bijvoorbeeld blokkenmat, asfaltmatten) geldt $r = 0,1$ (10%). Bij normale turbulentie boven een ruw bed (bijvoorbeeld stortsteen) geldt $r = 0,15$ (15%). Bij hoge turbulentie geldt $r \approx 0,3$ ($k_t^2 = 2$), bij extreem hoge turbulentie geldt $r \approx 0,45$ ($k_t^2 = 3$).

De relatie van Shields is een zogeheten schuifspanningsrelatie. Hierin wordt de kritieke waarde weergegeven van de ratio van de destabiliserende stromingskrachten (die de stenen in beweging brengen) en de krachten die stabiliserend werken op de stenen (wrijvingskracht, eigen gewicht). De relatie geldt als de schuifspanning bekend is, zoals bij een evenwichtsstroming, een volledig ontwikkelde grenslaag (dit is het geval als $h/d_{50} > 20$ (h =waterdiepte)) en een logaritmisch snelheidsprofiel (dit is het geval als de stroming langer dan $20h$ onder gelijkblijvende omstandigheden stroomt). De relatie van Shields was oorspronkelijk afgeleid voor uniforme stroming over een horizontaal bed. De correctiefactoren zoals opgenomen in formule 2-1 zijn in een later stadium toegevoegd. De relatie is afgeleid voor loskorrelige materialen.

Voor de kritieke schuifspanningsparameter ψ_{cr} wordt vaak een waarde van 0,03 tot 0,035 aangehouden. Het is goed te bedenken dat deze waarde hoort bij begin van beweging van individuele stenen. Voor de toetsing is dit een erg strenge waarde, gezien het incidentele karakter van de belasting. Aanbevolen wordt in de toetsing voor ψ_{cr} een waarde van 0,05 – 0,055 aan te houden die hoort bij beperkte beweging van stenen, zie de Rock Manual [CIRIA-C683 2007, 2013].

In de toetsing wordt gezocht naar de dieptegemiddelde kritieke stroomsnelheid bij een karakteristieke elementafmeting van de bodembescherming die bekend is. Gegeven de karakteristieke elementafmeting D kan formule 2-1 als volgt herschreven worden:

$$U_c = \sqrt{\frac{\Delta \cdot D \cdot k_{sl} \cdot \psi_{cr} \cdot C^2}{k_t^2}} \quad 2-2$$

2.4.2 Izbash

De formule van Izbash, die al uit 1930 stamt, is een benadering gebaseerd op de stroomsnelheid ter plaatse van de bodembescherming en is bedoeld voor een eerste schatting als de stroomsnelheid bekend is maar de relatie met de waterdiepte niet helder is. Voor andere situaties wordt de formule van Shields of Pilarczyk aanbevolen. De formule is erg eenvoudig, maar levert daardoor ook slechts een grove benadering van de benodigde elementafmeting of de kritieke stroomsnelheid. De formule van Izbash ziet er als volgt uit:

$$D = \beta \frac{u_c^2}{2\Delta g} \quad 2-3$$

Hierin is:

D	[m]	Karakteristieke elementafmeting Voor granulaire materialen geldt: $D = D_{n50}$ Voor gabions en steenmatrassen en blokkenmatten geldt: $D =$ dikte element Voor blokkenmatten geldt $D =$ blokdikte
β	[-]	Stabiliteitsparameter
u_c	[m/s]	Kritieke stroomsnelheid boven de bodembescherming
Δ	[-]	Relatieve dichtheid $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ Hierin is: $\rho_s =$ soortelijk gewicht stenen [kg/m ³] $\rho_w =$ soortelijk gewicht water [kg/m ³]
g	[m/s ²]	Gravitatieversnelling ($g=9,81$ m/s ²)

De formule is afgeleid voor loskorrelige materialen, waarbij Izbash een waarde van 0,7 hanteert voor de stabiliteitsparameter β . Formule 2-2 is geldig als de relatieve waterdiepte h/D ligt tussen 5 en 10 of bij gebruik van de werkelijke stroomsnelheid boven de bodembescherming (bijvoorbeeld bij niet-logaritmisch snelheidsprofiel) [RWS-RWO 1990].

In de toetsing wordt gezocht naar de kritieke stroomsnelheid bij een karakteristieke elementafmeting van de bodembescherming die bekend is. Gegeven de karakteristieke elementafmeting D kan formule 2-3 als volgt herschreven worden:

$$u_c = \sqrt{\frac{2g\Delta D}{\beta}} \quad 2-4$$

Let op: dit is de stroomsnelheid direct boven de bodembescherming. Om vanuit deze stroomsnelheid de dieptegemiddelde stroomsnelheid af te leiden zijn meerdere relaties beschikbaar. In paragraaf 2.4.4 wordt in formule 2-9 een bruikbare relatie gegeven.

2.4.3 Pilarczyk

In de formule van Pilarczyk zijn verschillende factoren en coëfficiënten toegevoegd aan de formules van Izbash en Shields. De formule is praktisch toepasbaar en bedoeld om een eerste schatting te geven van de benodigde afmetingen voor granulaire materialen, inclusief schanskorven en steenmatrassen. Voor andere, niet-granulaire typen bodembescherming zijn voor blokkenmatten en steenzettingen specifieke invulwaarden beschikbaar. De formule van Pilarczyk ziet er als volgt uit de Rock Manual [CIRIA-C683 2007, 2013]:

$$D = \frac{\varphi_{sc}}{\Delta} \frac{0,035}{\psi_{cr}} k_h k_{sl}^{-1} k_t^2 \frac{U^2}{2g} \quad 2-5$$

Hierin is:

- D [m] Karakteristieke elementafmeting
 Voor granulaire materialen geldt: $D = D_{n50}$
 Voor gabions en steenmatrassen geldt: $D =$ dikte element
 Voor blokkenmatten geldt $D =$ blokdikte.
- φ_{sc} [-] Stabiliteitsparameter om de invloed van overgangen en de afwijkende hydraulische belastingen die hier optreden te verdisconteren.
 Voor φ_{sc} worden de volgende waarden aangehouden:
- beëindigingen van gabions/steenmatrassen die rechtstreeks aangestroomd worden: $\varphi_{sc} = 1,0$
 - beëindigingen van losgestort breuksteen die rechtstreeks aangestroomd worden: $\varphi_{sc} = 1,5$
 - breuksteen in een doorgaande laag (minimale twee lagen stenen): $\varphi_{sc} = 0,75$
 - steenzettingen, doorgaande (steen- of blokken)matconstructies: $\varphi_{sc} = 0,50$
- Δ [-] Relatieve dichtheid
 Granulaire materialen, steenzettingen, blokkenmatten: $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$
 Schanskorven, steenmatrassen: $\Delta = (1-n) (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$
 Hierin is:
 $\rho_s =$ soortelijk gewicht stenen [kg/m^3]
 $\rho_w =$ soortelijk gewicht water [kg/m^3]
 $n =$ gehalte aan open ruimte (inclusief poriën) [-] ; voor schanskorven en matrassen geldt $n \approx 0,4$
- ψ_{cr} [-] Schuifspanningsparameter.
 Vergelijkt de stabiliteit van het systeem met de kritieke schuifspanningsparameter van losse stenen volgens Shields, waarbij voor de Shieldsparameter een waarde van 0,035 is gebruikt.
 $\psi_{cr} = 0,035$ voor granulaire materialen
 $\psi_{cr} = 0,070$ voor schanskorven, steenmatrassen
- k_h [-] Diepteparameter
 $k_h = 2 / (\log^2(1+12h/k_r))$ voor volledig ontwikkeld snelheidsprofiel
 $k_h = (1+h/D)^{-0,2}$ voor niet-volledig ontwikkeld snelheidsprofiel
 Hierin is:
 $h =$ waterdiepte [m]
 $k_r =$ ruwheidsparameter [-]
 $k_r = D_n$ voor hydraulisch gladde elementen, betonblokken
 $k_r = 2D_n$ voor ruwe elementen, zoals breuksteen
 De factor K_h kan worden verwaarloosd als in plaats van met de gemiddelde stroomsnelheid met de lokale snelheid nabij de bodem wordt gerekend.
- k_{sl} [-] Taludfactor

$$K_{sl} = \frac{\cos\psi \sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta \tan^2\theta - \sin^2\psi \sin^2\beta}}{\tan\theta}$$
 $\psi =$ hoek van de stroming met de opwaartse taludrichting ($^\circ$)
 $\beta =$ hoek van de bodembescherming met horizontaal ($^\circ$)
 $\theta =$ hoek van inwendige wrijving ($^\circ$) (voor breuksteen 40°)
 Voor stroming parallel aan het talud ($\psi=90^\circ$) geldt: $K_{sl} =$

$$\cos\beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan\beta}{\tan\theta}\right)^2}$$

Voor stroming in neerwaartse richting van het talud ($\psi=180^\circ$)

$$\text{geldt: } K_{sl} = \frac{\sin(\theta-\beta)}{\sin\theta}$$

- k_t [-] Turbulentiefactor
- $k_t^2 = 0,67$ in geval van lage turbulentie en uniforme stroming
 - $k_t^2 = 1,0$ bij normale turbulentie (bijvoorbeeld stroming in rivieren)
 - $k_t^2 = 1,5$ bij verhoogde turbulentie (veelvoorkomend, niet-uniforme stroming)
 - $k_t^2 = 2,0$ bij hoge turbulentie (bijvoorbeeld achter watersprong, lokale verstoringen)
 - $k_t^2 = 3$ bij zeer hoge turbulentie (bijvoorbeeld schroefstraalbelasting of ter plaatse van watersprong)

In onderstaande afbeelding is een toelichting opgenomen, afkomstig uit [Pilarczyk, 1995]

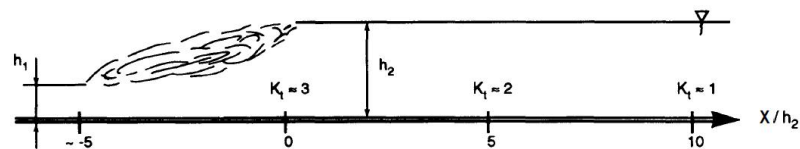
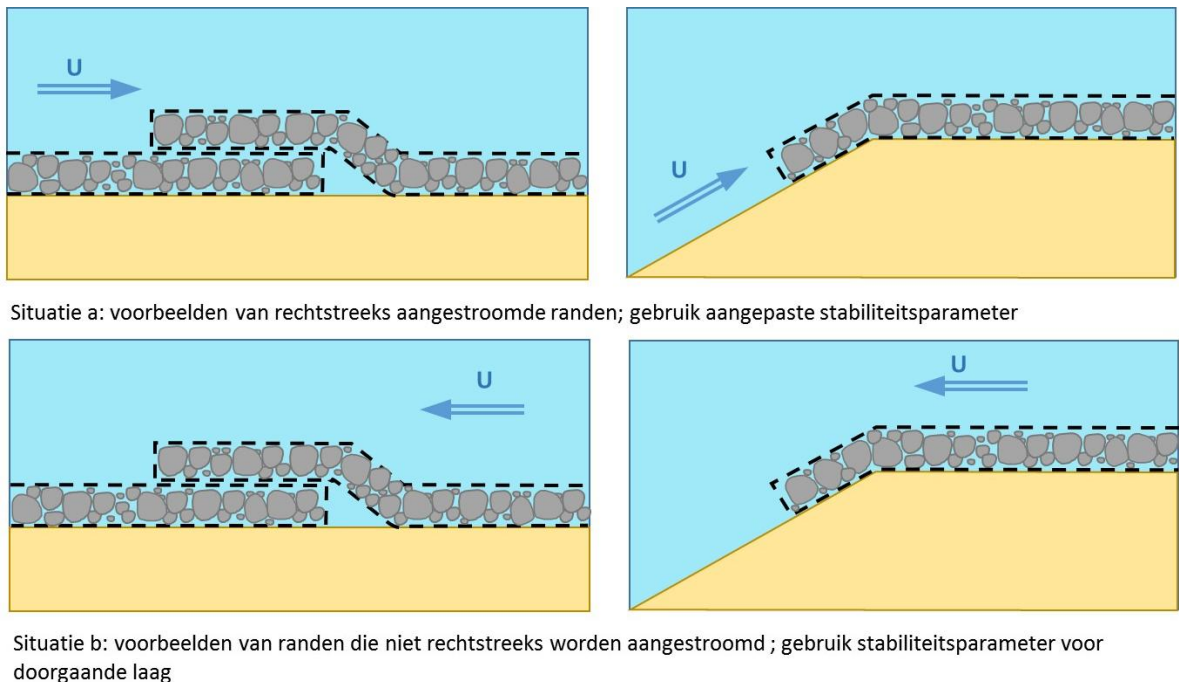


Figure 4.5 Decreasing turbulence intensity with distance from hydraulic jump

- U [m/s] Gemiddelde stroomsnelheid
 g [m/s²] Gravitateversnelling ($g=9,81$ m/s²)

Voor de te hanteren stabiliteitsparameter ϕ_{sc} is het van belang te weten of randen rechtstreeks worden aangestroomd of niet. Hiermee wordt een situatie bedoeld zoals in Figuur 2.2 in situatie a is weergegeven, waarbij de stromingsrichting tegen de richting van de overlap in is. Voor randen waar de stroming overheen trekt in dezelfde richting als de overlap, zoals in situatie b in Figuur 2.2, kan de stabiliteitsparameter voor een doorgaande laag / matconstructie gebruikt worden (zie ook situatie b in Figuur 2.2).



Figuur 2.2 Voorbeelden van rechtstreeks en niet-rechtstreeks aangestroomde randen

In de toetsing wordt gezocht naar de dieptegemiddelde kritieke stroomsnelheid bij een karakteristieke elementafmeting van de bodembescherming die bekend is. Gegeven de karakteristieke elementafmeting D kan formule 2-5 als volgt herschreven worden:

$$U = \sqrt{\frac{2g\Delta D \psi_{cr} k_{sl}}{\varphi_{sc} 0,035 k_h k_t^2}} \quad 2-6$$

Bedacht moet worden dat de formule van Pilarczyk bedoeld is voor ontwerpen en aan de conservatieve kant is. Zo is voor de schuifspanningsparameter een waarde van 0,035 aangehouden, behorend bij begin van beweging. In de toetsing zou een schuifspanningsparameter van 0,05 of hoger meer op zijn plaats zijn, behorend bij enige schade [Pilarczyk, 1995]. De toetser dient zich ervan bewust te zijn dat op dit punt nog enige aanscherping mogelijk is.

2.4.4 Escarameia and May

Met de formule van Escarameia and May kan naast stortsteen ook ontworpen worden voor steenzettingen en steenmatrassen/schanskorven. De formule van Escarameia and May ziet er als volgt uit [Escarameia, 1998]:

$$D_{n50} = C \frac{U_b^2}{2g\Delta} \quad 2-7$$

Hierin is:

D_{n50} [m] D_{n50} = nominale steendiameter van een steenstuk met een massa M_{50} .
 M_{50} = massa [kg] van een denkbeeldig steenstuk uit een partij stenen waarvoor geldt dat 50% van de massa van die partij bestaat uit steenstukken die lichter zijn dan dat denkbeeldige steenstuk. $D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$.

Voor gabions en steenmatrassen geldt de D_{n50} van de stenen in de gabion/steenmatras
 Voor steenzettingen geldt D_{n50} = blokdikte

C [-] Turbulentiecoëfficiënt. Hiervoor geldt:
 Stortsteen: $C = 12,3 \cdot r - 0,20^*$
 Gabions en steenmatrassen: $C = 12,3 \cdot r - 1,65^{**}$
 Steenzettingen: $C = 0,75 \cdot (12,3 \cdot r - 0,20) = 9,22 \cdot r - 0,15^{***}$
 Blokkenmatten: $C = 0,05^{****}$ als $r < 0,43$
 ([Escarameia, 1995]) $C = 1,79 \cdot r - 0,72^{*****}$

* Geldig als $r \geq 0,05$ en taludhelling 1:2 of flauwer

** Geldig als $r \geq 0,12$ en taludhelling 1:2 of flauwer

*** Geldig als $r \geq 0,05$ en taludhelling 1:2,5 of flauwer

**** Geldig als $r \leq 0,43$ en taludhelling onbekend

***** Geldig als $0,43 < r < 0,90$ en taludhelling onbekend

r = turbulentie-intensiteit op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming [-]

Normale turbulentie: $r = 0,12$

Verhoogde turbulentie: $r = 0,20$

Matig tot hoge turbulentie: $r = 0,35$ tot $0,50$

Zeer hoge turbulentie: $r = 0,60$

U_b [m/s] Stroomsnelheid op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming

Δ [-] Relatieve dichtheid
 Hiervoor geldt: $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$

Hierin is:

ρ_s = soortelijk gewicht [kg/m³]

ρ_w = soortelijk gewicht water [kg/m³]

eg [m/s²] Gravitatieversnelling ($g=9,81$ m/s²)

Ook in de formule van Escarameia and May is impliciet een veiligheidsfactor opgenomen omdat deze bedoeld is voor ontwerpen. Niet bekend is hoe groot deze veiligheidsfactor is. Verder wordt in de formule van Escarameia and May de waterdiepte niet meegenomen, wat met name bij diepere wateren leidt tot grotere elementafmetingen.

In de toetsing wordt gezocht naar de dieptegemiddelde kritieke stroomsnelheid bij een karakteristieke elementafmeting van de bodembescherming die bekend is. Gegeven de karakteristieke elementafmeting D kan formule 2-7 als volgt herschreven worden:

$$U_b = \sqrt{\frac{2g\Delta D_{n50}}{C}} \quad 2-8$$

Let op: dit is de stroomsnelheid op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming. Om vanuit deze stroomsnelheid de dieptegemiddelde stroomsnelheid af te leiden geeft Escarameia de volgende relatie ([Escarameia, 1998]):

$$U_b = (-1,48 \cdot r + 1,04) \cdot U \quad \text{Geldig als } r \leq 0,05$$

$$U_b = (-1,48 \cdot r + 1,36) \cdot U \quad \text{Geldig als } r > 0,05 \quad 2-9$$

Hierin is:

U_b	[m/s]	Stroomsnelheid op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming
r	[-]	r = turbulentie-intensiteit op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming [-] Normale turbulentie: $r = 0,12$ Verhoogde turbulentie: $r = 0,20$ Matig tot hoge turbulentie: $r = 0,35$ tot $0,50$ Zeer hoge turbulentie: $r = 0,60$
U	[m/s]	Dieptegemiddelde stroomsnelheid

2.4.5 Omgang met de verschillende modellen binnen WT12017

Naast de gepresenteerde formules zijn ook nog vele andere relaties bekend. De keuze van de meest geschikte stabiliteitsrelatie is maatwerk, waar geen generieke aanbeveling in kan worden gedaan. Wel kan worden gesteld dat voor de toetsing de formule van Pilarczyk een goede eerste benadering vormt. Indien meerdere relaties beschikbaar zijn wordt aanbevolen deze eveneens te gebruiken en de uitkomsten goed met elkaar te vergelijken.

2.5 Stabiliteitsfactoren voor bodembeschermingstypen anders dan granulair

In de vorige paragrafen zijn de meest gebruikelijke rekenmodellen beschreven, waarbij de methoden van Shields en Izbash hoofdzakelijk voor granulair materiaal zijn ontwikkeld. In het vervolg worden enkele methoden voor niet granulaire materialen nader beschouwd.

Voor andere bodembeschermingstypen dan granulaire bodembeschermingen zijn slechts zeer weinig gegevens beschikbaar. Alleen Pilarczyk en Escarameia geven (beperkt) handvatten om om te gaan met enkele andere bodembeschermingstypen zoals blokkenmatten en steenzettingen. Aanvullend worden in deze paragraaf de (schaarse) gegevens over andere bodembeschermingstypen vermeld.

2.5.1 Zetsteenconstructies

Bij perfect geplaatste blokken is de weerstand tegen stroming in principe oneindig groot. Helaas is dit in de praktijk natuurlijk niet het geval. In Izbash-vorm zijn waarden voor $u/\sqrt{\Delta gD}$ gevonden die een factor 1,5 – 2 hoger zijn dan voor losgestorte stenen ([Schiereck, 2012] paragraaf 3.5). Dit betekent een waarde van de stabiliteitsparameter β die afneemt van 0,7 voor losgestorte steen tot circa 0,5 – 0,6 voor zetsteenconstructies. Pilarczyk geeft voor zetsteen een waarde van de stabiliteitsparameter die een factor 1,5 kleiner is dan voor losgestorte breuksteen, hetgeen hiermee vrij goed overeenkomt ($\varphi = 0,75$ voor losgestorte breuksteen en $\varphi = 0,5$ voor zetsteen). Escarameia geeft voor zetsteen een waarde van de stabiliteitsparameter die een factor 1,33 kleiner is dan voor losgestorte breuksteen, hetgeen

nog iets conservatiever is. [RWS-RWO 1990] is weer wat optimistischer en geeft een waarde voor de stabiliteitsparameter tussen 0,6 en 0,2 bij langdurige stroming.

Dit komt niet helemaal overeen met paragraaf 4.3 van [TAW-STa 2003], waar als toetsregel wordt gesteld dat een score 'goed' kan worden toegekend als geldt:

$$\Delta D > 0,44 \frac{u^2}{g} \quad 2-10$$

Dit komt neer op een waarde van de stabiliteitsparameter β van 0,88. Dit is nog hoger dan voor losgestorte steen, hetgeen voor een toetsregel wel erg conservatief lijkt. Als geldt:

$$0,16 \frac{u^2}{g} < \Delta D < 0,44 \frac{u^2}{g} \quad 2-11$$

dan is de score 'twijfelachtig' [TAW-STa 2003], hetgeen neerkomt op een waarde van de stabiliteitsparameter β van 0,32 tot 0,88. Dit laat zien dat er een flinke range is waartussen de stabiliteit niet evident goed of evident onvoldoende is. De waarde van 0,5 – 0,6 ligt hier middenin en lijkt voor de toetsing in een eerste benadering een goede waarde om te hanteren.

2.5.2 Matconstructies (blokkenmatten, steenasfaltmatten, mastiekslabben)

Voor blokkenmatten geeft Pilarczyk eveneens een waarde van de stabiliteitsparameter die een factor 1,5 kleiner is dan voor losgestorte breuksteen ($\varphi = 0,75$ voor losgestorte breuksteen en $\varphi = 0,5$ voor zetsteen). Voor andere matconstructies zoals steenasfaltmatten en asfaltmastiekslabben geeft Pilarczyk geen waarden.

Bij Escarameia varieert het verschil in stabiliteitsparameter tussen stortsteen en blokkenmatten met de turbulentie-intensiteit. Bij lage turbulentie is het verschil een factor 2,5, bij hoge turbulentie ($r > 0,43$) meer dan 100. De vraag is hoe betrouwbaar dit laatste is. Aanbevolen wordt daarom Escarameia bij blokkenmatten met een hoge turbulentie-intensiteit niet te gebruiken.

In [Bree, 1997] zijn in een afstudeeronderzoek de resultaten geanalyseerd van diverse onderzoeken naar de stabiliteit van de bodembeschermingen die zijn toegepast bij de Oosterscheldekering. Dit betreft blokkenmatten (alleen de resultaten van onbestorte blokkenmatten zijn opgenomen, omdat met staalslakken bestorte blokkenmatten in de reguliere toetspraktijk nauwelijks voorkomen), steenasfaltmatten en asfaltmastiekslabben. Hierbij zijn de onderzoeksresultaten vertaald naar stabiliteitsparameters van Izbash (β) en Shields (ψ). Onderscheid is gemaakt naar de stabiliteit van het middendeel, overlappende randen van bodembeschermingen en randen aan de rand van de ontgrondingskuil. In Tabel 2.2 zijn de resultaten opgenomen.

Materiaal	Situatie	Stabiliteitscriterium	Methode	
			Izbash	Shields
Blokkenmat ($d=0,177$ m, blokken in specifiek patroon)	Middendeel Overlappende rand Rand ontgrondingskuil	Klapperen doek Omklappen rand Omklappen rand	$\beta = 0,15^1$ $\beta = 0,43^1$ $\beta = 0,93^1$	$\psi = 0,067^1$ - -
Steenasfaltmat ($d=0,12$ m, 80% kalksteen 20-40 mm, 20% mastiek)	Middendeel Overlappende rand	Loslaten korrelfractie Omklappen rand	n.v.t. ² $\beta = 0,22$ à $0,5^3$	n.v.t.
Asfaltmastiek ($d=0,24 - 0,30$ m)	Middendeel Overlap (geen hechting) Rand ontgrondingskuil	Opdrijven mat Omklappen rand Omklappen rand	n.v.t. ⁴ $\beta = 0,46^5$ $\beta = 1,38$	
Stortsteen	Middendeel Rand ontgrondingskuil	begin van bewegen begin van bewegen	$\beta = 0,7$ $\beta = 1,4$	$\psi = 0,03$

Tabel 2.2 Overzicht stabiliteitsparameters uit [Bree, 1997]

¹: omwille van de vergelijkbaarheid met de formules van Pilarczyk zijn de coëfficiënten opnieuw berekend met een waarde van Δ die (analoog aan Pilarczyk) bepaald is volgens $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$

²: De steenasfaltmat is geruime tijd beproefd met een stroomsnelheid van 6 m/s zonder dat er noemenswaardige schade is opgetreden. Eventueel zou in de toetsing deze 6 m/s als eerste schatting voor de kritieke stroomsnelheid kunnen worden gehanteerd. Deze waarde wordt ook aangehouden in [TAW-AvW, 2002].

³: bij een waterdiepte van 2 meter geldt $\beta = 0,5$, bij een waterdiepte van 3 meter of meer geldt $\beta = 0,22$. Bij waterdiepten kleiner dan 2 meter is geen waarde van β bekend. De waarde van Δ is als volgt bepaald:

$$\Delta = \frac{\rho_m - \rho}{\rho} = \frac{\rho_a - \rho}{\rho} \cdot \frac{V_a}{V_a + V_{pn} + V_{pd}} - \frac{V_{pd}}{V_a + V_{pn} + V_{pd}}$$

Met hierin:

- ρ_m = dichtheid van de aangestroomde steenasfaltmat [kg/m^3]
 ρ_a = dichtheid van het steenasfaltmengsel [kg/m^3]
 ρ = dichtheid van water [kg/m^3]
 V_a = volume van het steenasfaltmengsel (zonder poriën) [m^3]
 V_{pn} = met water gevulde poriënvolume [m^3]
 V_{pd} = poriënvolume dat onder water droog blijft [m^3]

⁴: De stabiliteit van asfaltmastiek wordt bepaald door de weerstand tegen opdrijven. De optredende overdrukken zijn echter te sterk afhankelijk van de specifieke situatie (opbouw constructie, verval, doorlatendheid ondergrond) om een generiek toepasbare stabiliteitsparameter te kunnen afleiden

⁵: geldt alleen bij zeer slechte hechting tussen mastiekslabben. Bij goede hechting speelt dit deelfaalmecanisme niet.

Met de resultaten uit Tabel 2.2 moet terughoudend worden omgegaan, omdat deze specifiek betrekking hebben op de bodembeschermingstypen die bij de Oosterscheldekering zijn toegepast. Wel lijkt het erop dat de stabiliteit van blokkenmatten groter is dan Pilarczyk aangeeft. Aanbevolen wordt, gezien de beperkte schaal van het onderzoek, voor blokkenmatten vooralsnog de waarden te hanteren zoals Pilarczyk aangeeft. De toetser dient erop bedacht te zijn dat hier wellicht nog wat rek in zit, hetgeen ook wordt ondersteund door de waarnemingen van Escarameia [Escarameia, 1995].

2.6 Overzicht

In Tabel 2.3 is voor de meest voorkomende typen bodembescherming een overzicht opgenomen van gangbare rekenmodellen.

Type bodembescherming	Materiaal soort (meest voorkomend)	Rekenregel				
		Izbash	Shields	Pilarczyk	Escarameia	Geen
Granulair	Alle materialen	X	X	X	X	
Coherent	Blokkenmatten	- ¹	- ¹	X	- ²	
	Steenasfaltmatten	-	-	-	-	X
	Gepetreeerd materiaal	-	-	-	-	X
	Asfaltmastiek	-	-	-	-	X
Zetsteenconstructies	Alle materialen	X	-	X	X	
Composieten	Schanskorven	-	-	X	X	
	Steenmatrassen	-	-	X	X	

¹ Eventueel kunnen de factoren uit Tabel 2.2 worden toegepast indien de afmetingen van de blokkenmat enigszins overeenkomen. Gebruik bij voorkeur echter Pilarczyk.

² Eventueel alleen bij lage turbulentie te gebruiken.

Tabel 2.3 *Indicatief overzicht van veel voorkomende bodembeschermingsconstructies*

Te zien valt dat met name voor coherente bodembeschermingstypen, met uitzondering van blokkenmatten, een generieke rekenregel ontbreekt. Het is voor deze bodembeschermingstypen aan de toetsers om een onderbouwde schatting van de kritieke stroomsnelheid te doen. Verder valt vooral de brede toepasbaarheid van de formule van Pilarczyk op. Aanbevolen wordt daarom in de toetsing in eerste instantie te rekenen met de formule van Pilarczyk, tenzij het naar de mening van de toetsers in een specifieke situatie beter is een andere relatie te hanteren.

2.7 Kritieke stroomsnelheid bij onbeschermd bodem

In het geval dat er geen bodembescherming aanwezig is (of deze is geërodeerd), is de kritieke stroomsnelheid afhankelijk van de grondsoort. Op basis van deels empirische bevindingen [Nortier-tvm 1996], [Scour-man 1997] en [RWS-AOCS 1994] is in onderstaande tabel hiervan een overzicht samengesteld. Deze waarden kunnen worden gebruikt als eerste richtgetallen.

Grondsoort	u_c [m/s]
fijn zand	0,10
matig fijn zand	0,15
matig grof zand	0,20
grof zand	0,30
veen	0,30-0,60
kleilig zand	0,40-0,50
slappe klei	0,60-0,80
redelijk vaste klei	0,80-1,00
vaste klei	1,00-1,20
grind	1,00

Tabel 2.4 Kritieke stroomsnelheden onbeschermd bodem

3 Bodembescherming achter overstortende straal

Er is weinig kennis over de stabiliteit van bodembeschermingen achter een overstortende straal. De bestaande kennis bestaat hoofdzakelijk uit de kennis die binnen het project VNK2 is geïnteriseerd en toegepast. Deze wordt in de volgende paragraaf gepresenteerd. Daarnaast is een aanzet gedaan tot een verdiepingsslag op basis van bestaande kennis die binnen het cluster Bekledingen beschikbaar is. Hierop wordt in paragraaf 3.2 nader ingegaan.

3.1 Kennisbasis VNK2

Binnen het project VNK werd gebruik gemaakt van een eenvoudige en een gedetailleerde methode om de kritieke stroomsnelheid te bepalen van een bodembescherming achter een overstortende straal.

Eenvoudige methode VNK2: richtgetallen kritieke debiet

In de eenvoudige methode zijn in het project VNK2 richtgetallen gegeven voor het kritieke overslag- of overloopdebet voor bodembeschermingen achter een overstortende straal. Deze richtgetallen zijn gebaseerd op expert judgement en ontberen een onderbouwing. Bij gebrek aan beter wordt echter aanbevolen deze getallen te hanteren. De volgende richtwaarden kunnen worden aangehouden [VNK-add 2012]:

- $q_c = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (100 l/s/m), voor coupures en voor aansluitende grondconstructies.
- $q_c = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (1000 l/s/m), voor sluizen en voor gemalen met direct waterkerende
- functie.

Voor coupures geldt $q_c = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ als voldaan wordt aan de volgende voorwaarden:

- De coupures zijn gesloten.
- Aan de binnenzijde van een coupure kan het water direct weglopen of worden afgevoerd.
- De bodem aan de binnenzijde van een coupure bestaat uit een dicht rijdek en/of bestrating. In de praktijk werd hierbij vaak onderscheid gemaakt in een asfaltbestrating en een elementbestrating (klinkers, tegels), waarbij voor een elementbestrating $q_c = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (50 l/s/m) werd aangehouden.

Voor sluizen en gemalen geldt $q_c = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ als voldaan wordt aan de volgende voorwaarden:

- De sluizen en gemalen zijn gesloten.
- De bodem aan de binnenzijde van een sluis en/of gemaal moet zijn beschermd door een laag stortsteen.
- Aan de binnenzijde van de sluis is een binnenwater (geul, kom, havenbekken, kanaal e.d.) aanwezig, zodat de overstortende straal niet direct op de bodem(bescherming) stort.

Gedetailleerde methode: methode Vrijburcht

De essentie van de gedetailleerde methode wordt onderstaand behandeld, maar is afkomstig uit en verder uitgewerkt in [RWS-AOCS 2004]. Deze methode is eigenlijk voor een overloopsituatie opgesteld. Binnen VNK2 werd deze methode ook voor de combinatie overloop en overslag gebruikt. Hierbij wordt het kritieke debiet 10 tot 30% overschat. Deze foutmarge werd binnen VNK2 acceptabel geacht gezien het feit dat veelal exacte gegevens over de bodembescherming ontbreken.

De methode Vrijburcht maakt gebruik van de volgende twee formules (zie ook bijlage B, waarin document [RWS-AOCS 2004] is opgenomen). Het debiet over een scherpe, volkomen overlaat wordt berekend volgens:

$$q = 1,705 \cdot h_0^{2/3} \quad 3-1$$

Hierin is:

q	[m ³ /s/m	Debiet per meter breedte
h_{0l}	[m]	Overstorthoogte boven de kruin

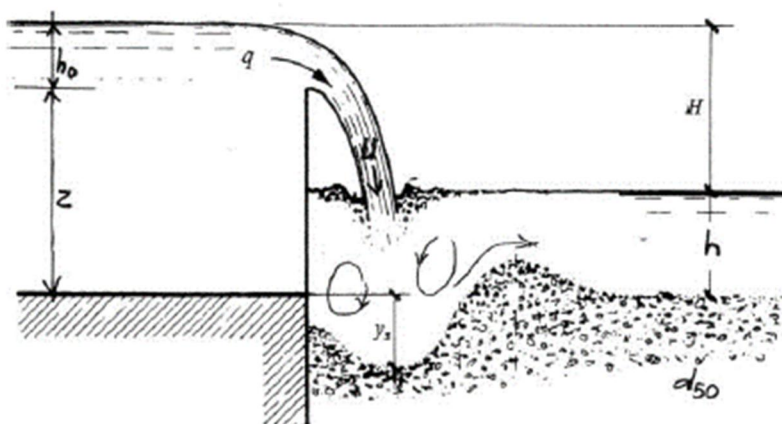
(NB. Is de coupure niet als een scherpe, volkomen overlaat te beschouwen dan moet de hierbij behorende formule gebruikt worden, zie Leidraad Kunstwerken B2.4.2 [TAW-LK 2003]).

De erosiediepte y_s van de benedenstroomse bestrating, bodembescherming of zandlaag wordt berekend volgens:

$$y_s = 0,4 \cdot q^{0,6} \cdot H^{0,4} \cdot d_{50}^{-0,3} - 0,5 \cdot h \quad 3-2$$

Hierin is:

y_s	[m]	Erosiediepte als evenwichtswaarde ≥ 0
H	[m]	Hoogteverschil boven- benedenstroomse waterstand H=z+h ₀ -h met hierin: z = hoogte coupure of sluisdeur boven benedenstroomse bodem [m]
d_{50}	[m]	Diameter korrels of stenen
h	[m]	Waterdiepte benedenstroomse zijde



Figuur 3.1 Illustratie van overstortende straal, overgenomen uit [RWS-AOCS 2004]

In [RWS-AOCS 2004] wordt deze methode gebruikt om de diepte van de erosiekuil y_s te bepalen met de vraag of bij deze kuil de bodemlaag bezwijkt. Voor de toetsing is niet de kuildiepte van belang, maar het bezwijkdebiet q_c waarbij de kritische kuildiepte wordt bereikt. Bij een bekende hoogte van het keermiddel, de diepte van de benedenstroomse waterstand en de maximaal toelaatbare erosiekuil behorende bij de aanwezige bodemlagen, kan iteratief het kritische debiet met overstorthoogte worden bepaald. Deze aanpak is geprogrammeerd in een Excelsheet (VNK2 Excelsheet "Kritiek debiet Overstortende straal 1.1.xls").

Het lastige in deze is de inschatting van de maximaal toelaatbare erosiekuildiepte. Dit kan volgen uit een constructieve analyse van de coupure. Veelal ontbreken echter de benodigde gegevens om een dergelijke beoordeling uit te voeren. Daarnaast vergt het een behoorlijke inspanning en wordt in de praktijk volstaan met een inschatting op basis van expert judgement. Dit maakt dat het aldus bepaalde kritieke overslagdebiet behoorlijk subjectief is.

NB: Voor een coupure met een bedekking van klei is de methode zoals in deze paragraaf beschreven conservatief. Bij andere typen bestrating (bijvoorbeeld asfalt) wordt aanbevolen deze methode niet toe te passen, maar op basis van conservatieve aannames uit de eenvoudige methode de waarde voor q_c in te schatten. Dit kan door in te schatten of een ander type bestrating sterker of minder sterk is dan een gangbare bestrating van betonstraatstenen / klinkers.

3.2 Resultaten verdiepingsslag op basis van kennis omtrent bekledingen

Binnen de kaders van het WTI is in eerste instantie geïnventariseerd of er bestaande kennis binnen het cluster Bekledingen aanwezig is die als basis kan dienen voor een beter onderbouwde inschatting van het kritieke debiet achter een overstortende straal. Omdat direct toepasbare kennis ontbrak, is binnen de randvoorwaarden van tijd en budget een eerste aanzet gegeven voor een nadere uitwerking. De resultaten hiervan zijn opgenomen in bijlage A. In deze eerste aanzet zijn meerdere grote aannames gedaan welke geverifieerd dienen te worden. De in bijlage A gegeven formuleringen kunnen daarom niet worden gebruikt ten behoeve van toetsing of ontwerp. Er zijn te veel aannames welke niet zijn geverifieerd en er zijn verschillende empirische coëfficiënten welke niet kwantitatief zijn bepaald. Wel kan deze aanzet worden gebruikt als basis om in een nader onderzoekstraject op voort te borduren.

4 Conclusies

In voorliggend document is de kennisbasis ten aanzien van de bepaling van het kritieke debiet als gevolg van overslag en/of overloop over het gesloten kunstwerk of instroming door het geopende kunstwerk vastgelegd. Hierbij is onderscheid gemaakt in vier belastingsituaties voor de bodembescherming achter het kunstwerk:

- E. Belasting door continue stroming als gevolg van overloop over het gesloten kunstwerk of instroming door het geopende kunstwerk.
- F. Belasting door pulserende stroming als gevolg van overslag over het gesloten kunstwerk.
- G. Continue belasting door overstortende straal als gevolg van overloop over het gesloten kunstwerk.
- H. Pulserende belasting door overstortende straal als gevolg van overslag over het gesloten kunstwerk.

Voor belastingsituatie A zijn diverse stabiliteitsrelaties bekend, waarvan de formules van Izbash, Shields, Pilarczyk en Escameia in hoofdstuk 2 worden behandeld. Deze zijn afgeleid voor granulaire bodembeschermingen. Voor niet-granulaire bodembeschermingen is de beschikbare kennis veel beperkter; stabiliteitsfactoren voor diverse formules zijn geïnventariseerd in paragraaf 2.5.

Belastingsituatie B wordt, bij gebrek aan specifieke relaties die onderscheid maken tussen pulserende stroming en continue stroming, op dezelfde wijze behandeld als belastingsituatie A.

Voor belastingsituatie C en D is de kennisbasis zoals gebruikt binnen het project VNK2 overgenomen. Hierbij wordt gewerkt met richtgetallen voor het kritieke debiet, die in paragraaf 3.1 zijn opgenomen. Voorts is een iets gedetailleerder model van Vrijburcht beschikbaar. De richtwaarden die gebruikt zijn binnen het project VNK2 zijn echter niet nader onderbouwd en de betrouwbaarheid van het model van Vrijburcht wordt ingeschat als niet zo groot.

Daarom is geïnventariseerd of bestaande kennis omtrent dijkbekledingen als basis kan dienen voor een beter onderbouwde inschatting van het kritieke debiet achter een overstortende straal. Omdat direct toepasbare kennis ontbrak, is in bijlage A een eerste aanzet gegeven voor een nadere uitwerking. Dit heeft echter niet geleid tot formuleringen die direct bruikbaar zijn in het WTI2017. Wel vormt deze aanzet een waardevolle basis om in een nader onderzoekstraject op voort te borduren.

Referenties

[Bree, 1997]

Bodemverdediging onder zware ontwerpomstandigheden

Bree, B. van, afstudeerverslag TU Delft, faculteit Civiele Techniek, 1997

[CIRIA-C683 2007, 2013]

The Rock Manual – The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition),

CIRIA, CUR, CETMEF, 2013;

[CUR201, 1999]

Natuurvriendelijke oevers – Belasting en sterkte

CUR Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, 1999

[DLT-komkw 2015]

WTI 2017 Kunstwerken - Achtergrondrapport toetsspoor Betrouwbaarheid Sluiting III – Kennisbasis Omgang met komberging. Deltares rapport 1220087-002-GEO-0010, Versie D1, 30 december 2015, definitief

[DLT-ookw 2015]

WTI 2017 Kunstwerken - Achtergrondrapport toetsspoor Hoogte I - Modellerings optredend overslag-/overloopdebiet

Deltares, kenmerk 1220087-001-GEO-0004, Versie D1, 17 december 2015, definitief

[DLT-sbop 2015]

Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting -inventarisatie

Deltares, kenmerk 1220087-001 v1 definitief, augustus 2015

[Escarameia, 1995]

Channel protection-Gabion mattresses and concrete blocks

M. Escarameia, HR Wallingford report SR427, juli 1995

[Escarameia, 1998]

River and channel revetments – A design manual

M. Escarameia, ISBN 0 7277 2691 9, 1998

[MVW –vtv 2006]

Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen,

Ministerie van Verkeer en Waterstaat, ISBN 978 90 369 5762 5, september 2007

[Nortier-tvm 1996]

Toegepaste vloeistofmechanica, hydraulica voor waterbouwkundigen,

Nortier, ISBN 90-401-0318-6, 1996;

[Pilarczyk, 1995]

Simplified Unification of Stability Formulae for Revetments under Current and Wave Attack

K.W. Pilarczyk, DWW

[RWS-AOCS 2004]

Aanbeveling “Overloop van coupures en sluisdeuren”,

Concept 3A, A. Vrijburcht, RWS 2004

[RWS-RWO 1990]

Rekenregels voor waterbouwkundig ontwerpen

Rijkswaterstaat Directie Sluizen en Stuwen / Bouwdienst, juni 1990

[Schiereck, 2012]

Introduction to bed, bank and shore protection

Schiereck, G.J.; Verhagen, H.J.; VSSD, 2012

[Scour-man 1997]

Scour Manual

G.J.C.M. Hoffmans en H.J. Verheij, ISBN 90-5411 0673 5, 1997

[TAW-LK 2003]

Leidraad Kunstwerken,

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, ISBN 90-369-5544-0, mei 2003;

[TAW-AvW, 2002]

Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, november 2002

[TAW-STa 2003]

Technisch Rapport Steenzettingen, Toetsing,

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, ISBN 90-369-5551-3, december 2003;

[VNK-add 2012]

VNK Kunstwerken – Addendum Handleiding uitvoeringsfase 2,

Projectbureau VNK2, RWS-1931088, versie 1.0, 6 december 2012.

A Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting

B Aanbeveling “Overloop van coupures en sluisdeuren”