

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

RWS

Project

1220087-001

Kenmerk

1220087-001-GEO-0011-

jvm

Pagina's

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.

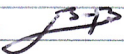

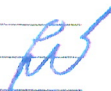
Voor belastingsituatie C en D is de kennisbasis zoals gebruikt binnen het project VNK2 overgenomen. Hierbij wordt gewerkt met richtgetallen voor het kritieke debiet, die in paragraaf 3.1 zijn opgenomen. Voorts is een iets gedetailleerder model van Vrijburcht beschikbaar. De richtwaarden die gebruikt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

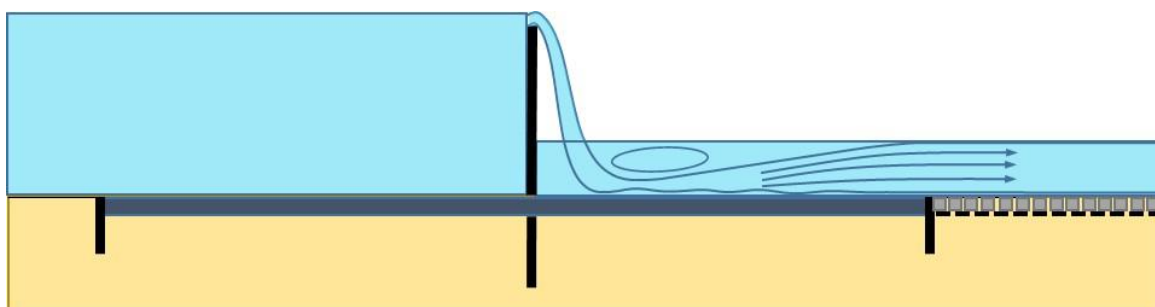
Aansluitend aan het kunstwerk wordt in de praktijk een veelheid aan verschillende typen bodembescherming toegepast. Voor ontwerp en toetsing van diverse typen bodembescherming zijn relatief eenvoudige rekenregels te vinden in diverse handboeken. Deze regels vloeien in het algemeen voort uit dezelfde 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.
- Escarameia 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 ≈ 0,3 ($k_t^2 = 2$), bij extreem hoge turbulentie geldt r ≈ 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]

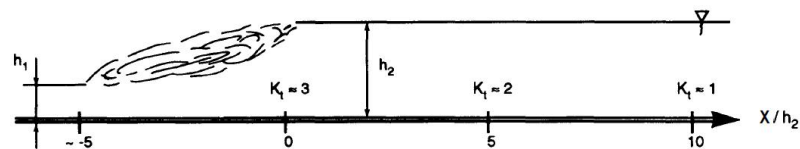
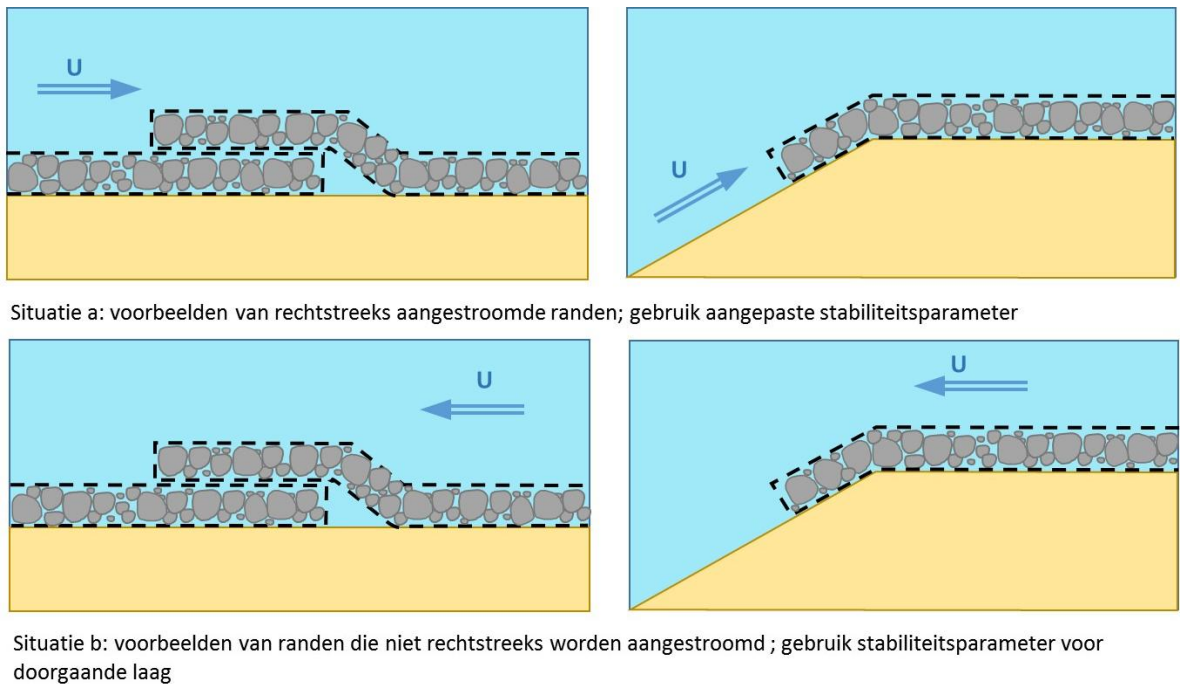


Figure 4.5 Decreasing turbulence intensity with distance from hydraulic jump

- 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 toetsers 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 onbeschermde 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 geïnterpreteerd 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

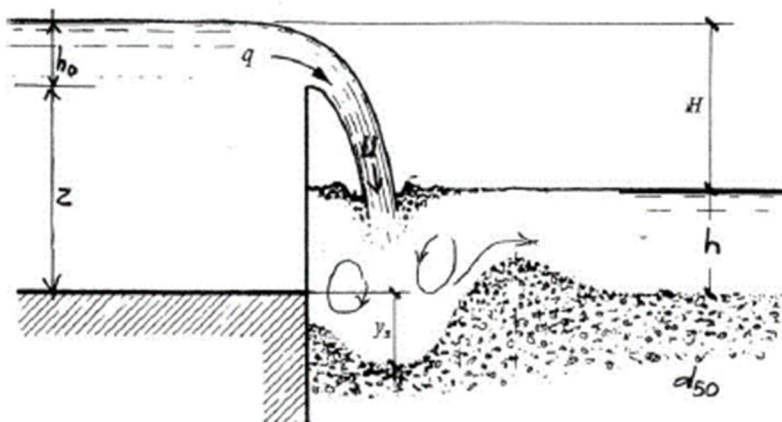
(NB. Is de coupure niet als een scherpe, volkomen overlaat te beschouwen dan moet de hierbij behorende formule gebruikt worden, zie Leidraad Kunstwerken B2.4.2 [TAW-LK 2003]).

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 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 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

[Schierreck, 2012]

Introduction to bed, bank and shore protection

Schierreck, 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

**Stabiliteit van bekledingen
onder overstortbelasting en
plonsbelasting**

inventarisatie



Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting

inventarisatie

ir. P. van Steeg

1220087-001

Titel

Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting

Project	Kenmerk	Pagina's
1220087-001	1220087-001-GEO-0002	19

Trefwoorden

Overstortbelasting, plonsbelasting, kunstwerken, toetsspoor hoogte

Samenvatting




Voor de ontwikkeling van het Wettelijk Toetsinstrumentarium 2017 (WTI2017) worden binnen het Cluster Toetsregels Kunstwerken (CTK) achtergrondrapporten voor de diverse toetssporen opgesteld. In een aantal toetssporen dient de stabiliteit van een bekleding achter een kunstwerk te worden bepaald. In voorliggend rapport wordt een eerste verkenning uitgevoerd hoe deze stabiliteit bepaald dient te worden. Hiertoe is onderscheid gemaakt in vier categorieën:

- Categorie A: Overloop of instroming zonder abrupt hoogteverschil
- Categorie B: Overslag zonder abrupt hoogteverschil
- Categorie C: Overloop met abrupt hoogteverschil (overstortbelasting)
- Categorie D: Overslag met abrupt hoogteverschil (plonsbelasting)

Voor Categorie A en Categorie B wordt verwezen naar de al bestaande kennis. Voorliggend rapport focust op Categorie C en Categorie D. Een eerste aanzet voor het bepalen van de stabiliteit wordt gegeven. Het blijkt echter dat de in voorliggend rapport afgeleide stabiliteitsformuleringen nog niet kunnen worden toegepast in de praktijk omdat er enerzijds een aantal ongeverifieerde aannames zijn gemaakt en er anderzijds verschillende coëfficiënten zijn geïntroduceerd welke empirisch bepaald dienen te worden. Om deze reden wordt aanbevolen om een onderzoeksprogramma op te zetten waarbij er met behulp van fysiek modelonderzoek een onderbouwd model kan worden opgezet welke in de toekomst kan worden toegepast in het toets- en ontwerpinstrumentarium.

Referenties

-

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
V1	aug. 2015	ir. P. van Steeg		Dr. ir. B. Hofland		ir. W.M.K. Tilmans	

Status

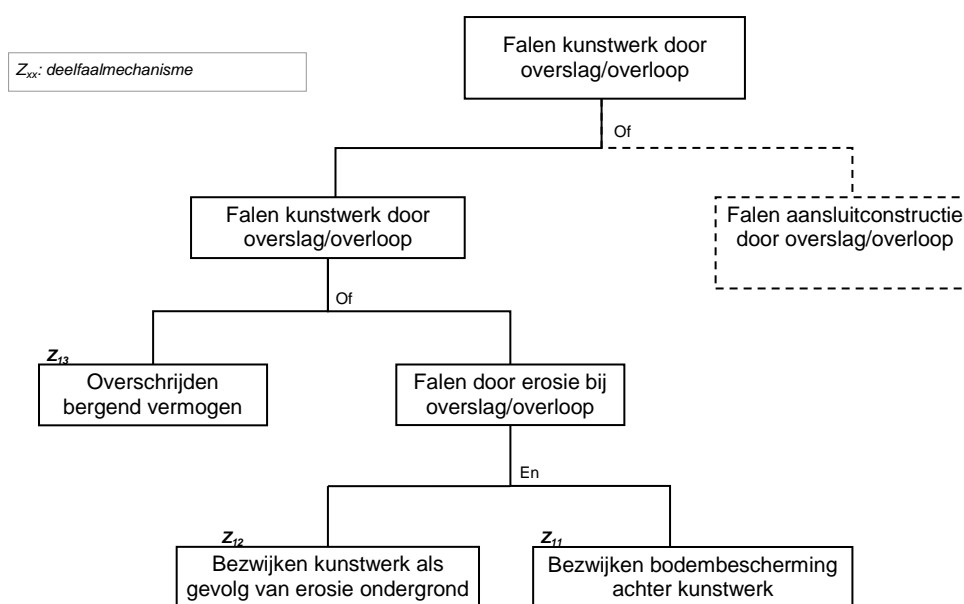
definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
2 Categorisering hydraulische belasting	3
3 Stabiliteit bekleding onder overstortbelasting (Categorie C)	5
3.1 Inleiding	5
3.2 Belasting	5
3.3 Sterkte van de bekleding	7
3.4 Stabiliteit van bekledingen (losgestort granulair materiaal)	9
3.4.1 Statische en dynamische stabiliteit:	9
3.4.2 Statisch stabiele constructies onder overstortbelasting	10
3.4.3 Invloed waterstand benedenstreams van de overlaat	10
4 Stabiliteit bekleding onder plonsbelasting (Categorie D)	13
4.1 Inleiding	13
4.2 Belastingen	13
4.3 Sterkte	16
4.4 Stabiliteit	16
5 Discussie en conclusies	17
6 Referenties	19

1 Inleiding

Voor de ontwikkeling van het Wettelijk Toetsinstrumentarium 2017 (WTI2017) worden binnen het Cluster Toetsregels Kunstwerken (CTK) achtergrondrapporten voor de diverse toetssporen opgesteld. Een van de achtergrondrapporten (Deltares, 2015) betreft het toetsspoor voor het faalmechanisme 'overslag en overloop'. In Deltares (2015) worden de toetsschema's weergegeven waarmee binnen WTI2017 gewerkt dient te worden. Voor de gedetailleerde toets is een faalboom opgesteld welke opnieuw is weergegeven in Figuur 1.1.



Figuur 1.1 Faalboom (gedetailleerde) toetsspoor hoogte bij kunstwerken (bron: Deltares, 2015)

Het voorliggende rapport geeft een beschouwing van het deelfaalmechanisme Z₁₁. Dit deelfaalmechanisme is omschreven als het bezwijken van de bodembescherming achter het kunstwerk.

Het voorliggende rapport geeft geen kant en klare oplossingen hoe er met dit deelmechanisme omgegaan dient te worden. Het rapport focust zich wel op de bestaande kennisleemtes met betrekking tot de zogenaamde plonsbelasting en overstortbelasting. Dit zijn belastingregimes waarbij water vanaf een bepaalde hoogte op de bekleding achter het kunstwerk valt. Doordat het water vanaf een bepaalde hoogte valt is de verwachting dat de belasting groter is dan een situatie waarbij dit niet het geval is. Deze belastingregimes zijn in de bestaande vigerende leidraden niet opgenomen en ook niet als zodanig onderkend.

De plonsbelasting en de overstortbelasting worden nader toegelicht in Hoofdstuk 2. Vervolgens worden in Hoofdstuk 2 en Hoofdstuk 3 de overstortbelasting en de plonsbelasting nader fysisch beschouwd. Hierbij is de stabiliteit (Z) van de achterliggende bekleding als uitgangspunt genomen waarbij de stabiliteit bestaat uit een sterktecomponent (R) en een belastingcomponent (S):

$$Z = R - S \quad (1.1)$$

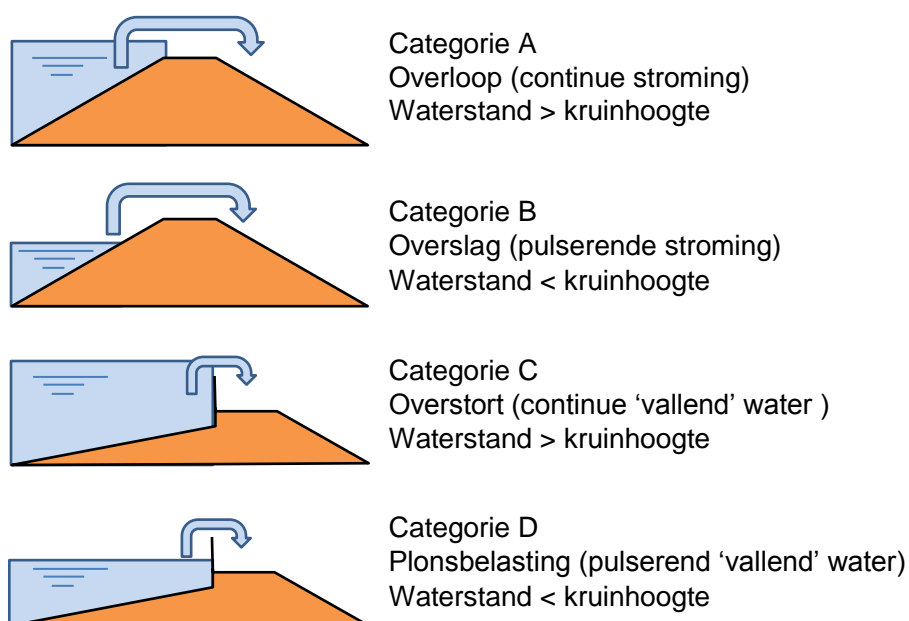
Deze aanpak geeft een fysische basis welke in toekomstige onderzoekstrajecten verder uitgebouwd kan worden en eventueel kan worden geïmplementeerd in een (probabilistisch) model.

2 Categorisering hydraulische belasting

In deze paragraaf is een categorisering voorgesteld met betrekking tot het type hydraulische belasting achter de dijk of het kunstwerk. Onderscheid wordt gemaakt in:

- Waterstand hoger dan de kruinhoogte vs. waterstand lager dan de kruinhoogte
- 'Vallend' water vs. stromend water

Deze categorisering is schematisch weergegeven in Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Voorgestelde categorisering met betrekking tot de hydraulische belasting op een dijkbekleding

Bij Categorie A (overloop) is de waterstand hoger dan de kruinhoogte. Er is een continue stroming over het binnentalud van de dijk. Er is hier geen sprake van 'vallend' water. Bij Categorie B (golfoverslag) is de waterstand lager dan de kruinhoogte. Echter, door de golven en daaropvolgende golfoplopen treedt er golfoverslag op. Hierdoor is er een pulserende stromende beweging over het binnentalud van de dijk. Ook hier is geen sprake van 'vallend' water. Bij Categorie C (overstort) is de waterstand hoger dan het kunstwerk. Hierdoor treedt er een overstort op. Dit is een continue belasting. Bij Categorie D (plonsbelasting) is de waterstand lager dan het kunstwerk maar door de golfbeweging slaan er volumes water over het kunstwerk heen wat leidt tot een zogenoemde plonsbelasting. Er zijn ook nog tussenvormen van de genoemde categorieën mogelijk. Hierbij kan worden gedacht aan situaties waarbij de waterstand hoger is dan de kruin en waarbij een golfbeweging optreedt.

Categorie A en Categorie B vallen buiten het kader van voorliggend rapport. Voor meer informatie over categorie A en B wordt verwezen naar de bestaande kennis (Belastingen: TAW, 2002 en EurOtop, 2007). Categorie C en Categorie D worden in dit rapport verder uitgewerkt.

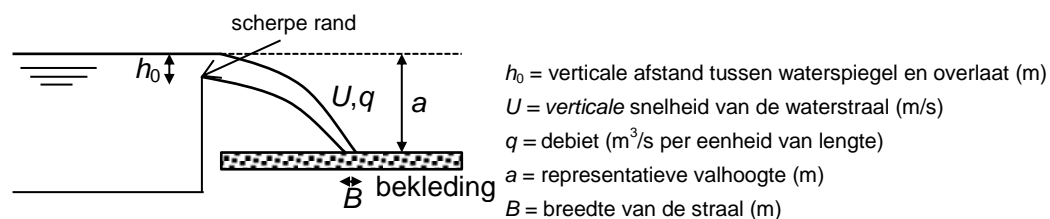
3 Stabiliteit bekleding onder overstortbelasting (Categorie C)

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de stabiliteit van een bekleding beschouwd welke valt te schematiseren als Categorie C (zie Figuur 2.1). Voorwaarde om aan Categorie C te voldoen zijn:

- Er is sprake van enige hoogte (bijvoorbeeld meer dan 0,3 m) tussen het kunstwerk en de achterliggende bekleding waardoor er sprake is van 'vallend water'
- Het instantane golfoverslagdebiet is verwaarloosbaar ten opzichte van het golfverloopdebiet.

De belasting wordt gevormd door overstortend water dat vanaf een zekere hoogte op de achterliggende bekleding stort. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.1, waarbij een zogenaamde 'korte' overlaat met scherpe rand is aangenomen



Figuur 3.1 Schematisatie van de belasting van overstortende straal over een scherpe rand bij een volkomen overlaat op een achterliggende bekleding

3.2 Belasting

De externe belasting bij Categorie C wordt gevormd door een constant overstortende straal. Kenmerkende parameters van de overstortende straal zijn:

- De valsnelheid U (m/s)
- Het debiet q (m^3/s per eenheid van breedte)
- De breedte van de straal B (m)

Het debiet q is gelijk in ieder te beschouwen horizontaal vlak. De valsnelheid U en de breedte van de straal B is verschillend in ieder vlak. In dit rapport wordt vooralsnog de valsnelheid en de breedte beschouwd ter hoogte van de bekleding, maar deze parameters worden geschematiseerd alsof er geen bekleding aanwezig is (het water valt in de schematisatie als het ware door de bekleding heen).

De valsnelheid, het debiet en de breedte van de straal zijn afhankelijk van het type overlaat. De algemene formule voor het bepalen van het debiet over overlaten is als volgt:

$$q = \alpha \cdot h_0^\beta \quad (3.1)$$

Waarbij α en β bepaald kunnen worden via metingen en kalibratie. In dit rapport wordt vooralsnog een korte volkomen overlaat met scherpe rand beschouwd. (bij een korte overlaat zijn de stroomlijnen boven de kruin gekromd waardoor de drukverdeling boven de kruin niet

hydrostatisch is. Bij een volkomen overlaat heeft het benedenwater geen invloed op de afvoer). Tevens dient de straal belucht te zijn zodat deze niet kan gaan klapperen.

Het debiet voor dit type overlaat wordt als volgt bepaald:

$$q = m \cdot h_0^{3/2} \quad (3.2)$$

Waarbij q het debiet (m^3/s per eenheid van lengte) en h_0 het hoogteverschil tussen de energiehogte bovenstrooms en de bovenkant van de overlaat (m). Bij lage snelheden aan de bovenstroomse zijde van de overlaat, zoals doorgaans het geval is, is de energiehogte gelijk aan de waterstand. m is de afvoer coëfficiënt ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$). De afvoer coëfficiënt van een scherpe korte volkomen overlaat is gelijk aan $m = 1,7 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

De verticale snelheid van de straal op het moment van raken van de achterliggende bekleding is als volgt:

$$U = \sqrt{2ga} \quad (3.3)$$

Waarbij U de verticale snelheid (m/s), g de versnelling als gevolg van de zwaartekracht (m/s^2) en a de verticale afstand tussen de energiehogte bovenstrooms en het beschouwde niveau waarop de bekleding ligt.

De breedte van de straal volgt uit het debiet en de snelheid van de straal:

$$B = \frac{q}{U} \quad (3.4)$$

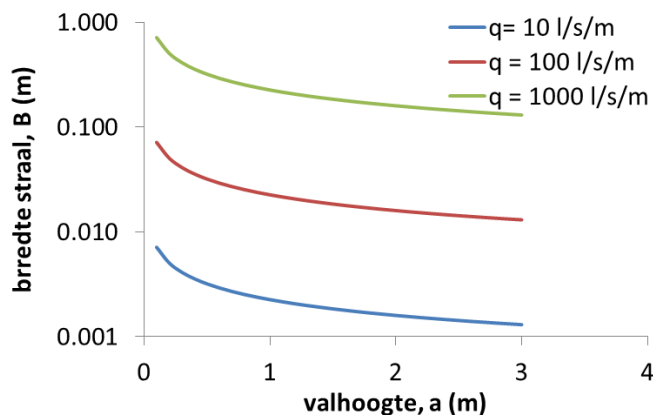
Door substitutie van Vergelijking (3.3) in Vergelijking (3.4) volgt:

$$B = \frac{q}{\sqrt{2ga}} \quad (3.5)$$

Uit substitutie van Vergelijking (3.2) in Vergelijking (3.5) volgt:

$$B = \frac{m \cdot h_0^{3/2}}{\sqrt{2ga}} \quad (3.6)$$

Het verband tussen de valhoogte a , het debiet q en de breedte van de straal B is grafisch weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Breedte van de straal als functie van de valhoogte a en het overloopdebiet q (waarbij $m = 1,705 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$)

De hierboven beschreven parameters (q , B , U), beschrijven de externe belasting op de achterliggende bekleding. Echter, de externe belasting leidt tot een interne belasting op de bekleding of bekledingselementen. Tussen de externe belasting en de interne belasting is een transfer functie welke onder meer afhankelijk is van het type element. In het geval van zeer open bekledingen zoals bijvoorbeeld breuksteen is deze wisselwerking anders dan bij relatief dichte bekledingen zoals steenzettingen of asfalt.

Er wordt in bovenstaande aanpak aangenomen dat er geen waterlaag op de bekleding benedenstrooms aanwezig is. Indien deze wel aanwezig is zal deze naar verwachting een dempende werking hebben welke in de transfer functie van externe naar interne belasting dient te worden verdisconteerd. Vooralsnog wordt deze dempende werking buiten beschouwing gelaten.

3.3 Sterkte van de bekleding

De sterkte van de bekleding is afhankelijk van het type bekleding. Doorgaans wordt onderscheid gemaakt in breuksteen, gras, steenzettingen en asfalt. Voor een uitgebreide beschrijving van de sterktewerking van deze bekledingstypen wordt verwezen naar de desbetreffende Technische Rapporten. Vooralsnog wordt alleen de sterkte van los gestort granulaair materiaal verder uitgewerkt.

De sterkte van losgestort granulaair materiaal onder belasting van (turbulente) stroming is, op basis van een krachtsbeschouwing, generiek gegeven door:

$$u_c^2 = K_1 \Delta g d \quad (3.7)$$

Waarbij u_c de kritieke snelheid (m/s), K_1 een empirisch te bepalen constante, Δ de relatieve dichtheid ($\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$), g de versnelling als gevolg van de zwaartekracht (m/s^2) en d een representatieve maat voor de diameter van het element is (meestal d_{50}). Een onderbouwing voor Vergelijking (3.7) is onder andere gegeven in Schiereck (2001). Alle bekende formules met betrekking tot stabiliteit van losgestorte materialen zijn gebaseerd op Vergelijking (3.7). De twee bekendst afgeleide formules zijn de formules van Izbash (1930) en Shields. Tevens is in Steenstra (2014) een overzicht gegeven van verschillende theorieën met betrekking tot de stabiliteit van granulaair materiaal onder stromingsbelasting.

De 'verfijning' op vergelijking (3.7) wordt hier echter niet verder uitgewerkt aangezien alle in de literatuur bekende formules zijn gebaseerd op vrijwel horizontale stroming op losgestorte

materialen op een horizontale ondergrond. Vergelijking (3.7) wordt vooralsnog als uitgangspunt gebruikt maar dient nog beter onderbouwd te worden. Een belangrijk onderdeel hierbij is de verificatie van de aanname dat de verticale stroomsnelheid in de hierboven gegeven schematisatie gelijk is aan de werkelijk optredende horizontale stroomsnelheid.

Een belangrijke voorwaarde voor de hierboven gegeven formules is dat de stroming over (vrijwel) het gehele element plaatsvindt. Uit Figuur 3.2 blijkt dat de breedte van de straal zowel relatief klein (1mm) als relatief groot kan zijn. Het is dus mogelijk dat de breedte van de straal (fors) kleiner is dan de maatgevende diameter van het bekledingselement. In het laatstgenoemde geval kan hiervoor worden gecorrigeerd omdat de uitgeoefende drukken niet op het gehele element worden uitgeoefend maar op een deel hiervan. Hiervoor kan vergelijking (3.7) als volgt worden gecorrigeerd:

$$u_c^2 = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta g d \quad (3.8)$$

$$K_2 = 1 \quad \text{indien } \frac{B}{d} \geq 1 \quad (3.9)$$

$$K_2 = f\left(\frac{B}{D}\right) \quad \text{indien } \frac{B}{d} < 1 \quad (3.10)$$

Waarbij K_2 een correctiefactor met betrekking tot de (relatieve) breedte van de straal is en een waarde heeft tussen 0 en 1. De waarde van K_2 is onbekend en dient (evenals K_1) experimenteel te worden bepaald.

De hierboven gegeven aanpak is gebaseerd op een aantal aannames. De belangrijkste aanname is dat de verticale stroming representatief is voor de horizontale stroming. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.3. Indien er geen massa en energieverlies optreedt geldt:

$$u_1 B_1 = u_2 B_2 \quad (3.11)$$

$$\frac{1}{2} \rho v_1^2 B_1 = \frac{1}{2} \rho v_2^2 B_2 \quad (3.12)$$

Hieruit volgt:

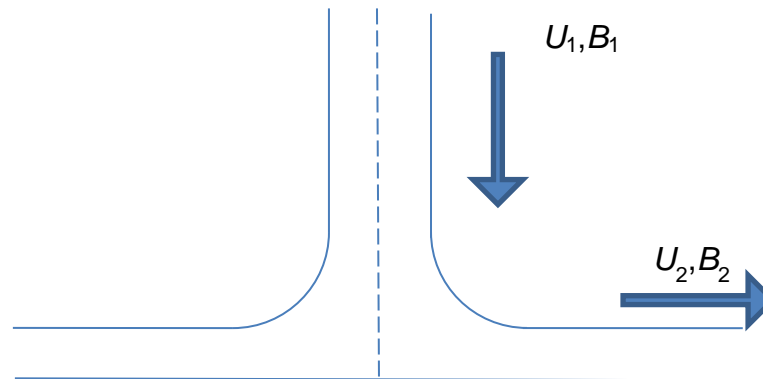
$$u_1 = u_2$$

en

$$B_1 = B_2$$

Hieruit blijkt dat de aanname dat de verticale stroming representatief is voor de horizontale stroming valide is zolang er mag worden aangenomen dat er relatief weinig energieverlies optreedt.

Verder is het hierboven gegeven sterkte model alleen van toepassing op losse elementen waarbij geen cohesie of klemwerking optreedt.



Figuur 3.3 Schematische weergave van gedachtemodel met betrekking tot belasting en granulair materiaal

3.4 Stabiliteit van bekledingen (losgestort granulair materiaal)

3.4.1 Statische en dynamische stabiliteit:

Alvorens in te gaan op de stabiliteit van losgestort granulair materiaal onder een overstortbelasting, wordt ingegaan op de stabiliteit van losgestort granulair materiaal onder golfaanval.

Doorgaans is de stabiliteitsparameter van breuksteen onder golfbelasting geclassificeerd op basis van het stabiliteitsgetal N_s :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad (3.13)$$

H_s is de significante golfhoogte (m), Δ is de relatieve dichtheid (-) en D_{n50} is de nominale steendiameter (m). Een kleine waarde van N_s representeert relatief grote elementen en een grote waarde van N_s representeert relatief kleine elementen bij dezelfde golfhoogte.

Bij breuksteen onder golfaanval is het gebruikelijk om te classificeren op basis van de stabiliteit van de elementen. Bij statisch stabiele constructies is geen tot nauwelijks schade aan de bekleding onder ontwerpcondities. Hierbij is schade gedefinieerd als verplaatsing van de elementen. Typische waarden van het stabiliteitsgetal N_s op het buitentalud liggen bij statisch stabiele constructies in de range tussen 1 en 4.

Dynamische stabiele constructies zijn constructies waarbij vervormingen onder golfaanval zijn toegestaan. Dynamisch stabiele constructies hebben een stabiliteitsgetal N_s op het buitentalud welke groter is dan 6.

Het stabiliteitsgetal voor breuksteen onder golfaanval wordt doorgaans als volgt uitgedrukt:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} < K_1^a K_2^b K_3^c \quad (3.14)$$

Waarbij de factoren K_1^a en cetera afhankelijk zijn van de parameters welke de stabiliteit beïnvloeden.

Uiteraard is de bovenstaande formulering en classificatie alleen van toepassing voor breuksteen aan de zeewaartse zijde van een golfbreker of oeverbekleding. Indien de bekleding aan de landzijde is aangebracht zal de golfenergie grotendeels zijn gedissipeerd en zijn de gegeven getallen zoals hierboven niet van toepassing. In Van Gent en Pozueta (2004) en Van Gent (2007) zijn fysieke modeltesten en een afgeleide formule beschreven met betrekking tot de stabiliteit van breuksteen welke op de landzijde van een golfbreker of dijk is geplaatst.

3.4.2 Statisch stabiele constructies onder overstortbelasting

De stabiliteit (Z) van losgestort granulaair materiaal is hier gedefinieerd als het verschil tussen de sterkte (R) en de belasting (S):

$$Z = R - S \quad (3.15)$$

Gebaseerd op de analyse in paragraaf 3.2 en paragraaf 3.3 kan vergelijking (3.15) als volgt worden omschreven:

$$Z = u_c^2 - u^2 \quad (3.16)$$

Gebruik makend van vergelijking (3.3) en vergelijking (3.8) :

$$Z = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta g d - 2 g a \quad (3.17)$$

Stabiliteit is gegarandeerd indien:

$$Z > 0 \quad (3.18)$$

Ofwel

$$\frac{a}{\Delta d} < \frac{K_1 \cdot K_2}{2} \quad (3.19)$$

$$\frac{a}{\Delta d} < K_3 \quad \text{waarbij} \quad K_3 = \frac{K_1 \cdot K_2}{2} \quad (3.20)$$

Er is een duidelijke analogie tussen vergelijking (3.14) en vergelijking (3.20) waarneembaar. Wat opvalt, is dat in de hierboven afgeleide formulering er alleen een afhankelijkheid is van de valhoogte a en niet van de waterstand boven de kruin h_0 (en dus indirect ook niet van het overslagdebiet q). Hierbij is echter aangenomen dat de breedte van de straal B groter is dan de maatgevende diameter van het granulaair materiaal. Indien dit niet het geval is dan heeft tevens de breedte van de straal B invloed (welke is verdisconteerd in vergelijking (3.10)).

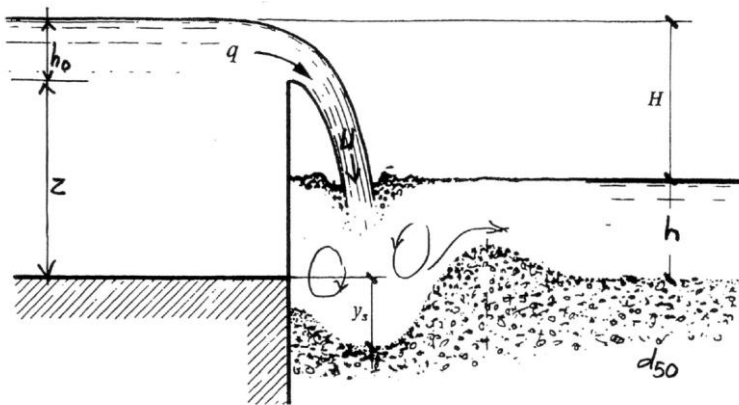
3.4.3 Invloed waterstand benedenstrooms van de overlaat

Een belangrijke invloed welke niet in bovenstaande aanpak is meegenomen is de waterstand benedenstrooms van de overlaat. In de aanpak hierboven wordt aangenomen dat er benedenstrooms geen waterlaag aanwezig is. Indien dit wel het geval is dan zal deze naar verwachting een forse demping teweeg brengen. Dit zou in een nadere analyse verder uitgewerkt kunnen worden door een invloedsfactor voor de dempende werken te incorporeren

in de belasting (vergelijking (3.3)). Naar verwachting is de mate van demping ook sterk afhankelijk van het overslagdebiet q (bij een hoger overslagdebiet zal de belasting dieper door de waterlaag heen dringen).

Dynamisch stabiele constructies onder overstortbelasting

Bij dynamisch stabiele constructies is de mate van schade afhankelijk van de belastingduur. Na verloop van tijd zal er een erosiekuil gaan ontstaan en zal er na verloop van tijd een evenwichtswaarde gaan ontstaan waarbij er geen verdere schade meer optreedt. De erosiekuil wordt doorgaans geparameteriseerd met behulp van de maximaal optredende diepte y_s . Door Vrijburcht (2004) is dit geschematiseerd zoals is weergegeven in Figuur 3.4.



Figuur 3.4 Schematisatie van een dynamische bekleding (Vrijburcht, 2004)

Vrijburcht (2004) heeft een overzicht gegeven van bestaande formuleringen van situaties welke lijken op de situatie zoals weergegeven in Figuur 3.4 en stelt de volgende formulering voor:

$$y_s = 0.8q^{0.6} H^{0.4} d_{50}^{-0.3} g^{-0.3} - 0.5h \quad (3.21)$$

Waarin:

y_s	= erosie diepte als evenwichtswaarde	(m)
q	= debiet per meter breedte	(m ² /s)
H	= hoogteverschil boven- en benedenstroomse waterstand	(m)
d_{50}	= diameter korrels of stenen	(m)
g	= versnelling als gevolg van de zwaartekracht	(m/s ²)
h	= waterdiepte benedenstrooms	(m)

Wat opvalt in deze formulering is dat er een afhankelijkheid is van het debiet q (en dus impliciet van h_0). In de eerdere (statische) beschouwing was deze afhankelijkheid van q er niet. Dit kan worden verklaard doordat er in de statische beschouwing werd aangenomen dat er geen waterlaag op de bekleding lag. In de beschouwing van Vrijburcht (2004) is deze waterlaag wel aanwezig, aangezien er in de ontstane kuil altijd water zal staan. Bij een groot overslagdebiet zal de stroming dieper doordringen in de dempende waterlaag dan bij een klein overslagdebiet.

Wat tevens opvalt in de formulering van Vrijburcht (2004) is dat er geen afhankelijkheid is van de dichtheid van de stenen. Dit is opmerkelijk aangezien de massa van de stenen een grote invloed heeft op de stabiliteit.

In de aanpak van Vrijburcht wordt voorgesteld om bezwijken van de toplaag te berekenen met behulp van vergelijking (3.21). Hierbij wordt aangenomen dat de toplaag bezwijkt indien de rekenkundige erosiediepte y_s een bepaalde waarde overschrijdt. (in de door Vrijburcht gegeven voorbeelden wordt $y_{s, \text{bezwijken}}$ gelijkgesteld aan 0,15 m bij stortsteen met een laagdikte van 0,25 m en een d_{50} van 0,1 en 0,15 m). Vervolgens wordt de evenwichtsstand van het onderliggende zandpakket uitgerekend. Hoewel er wordt onderkend dat er geen andere methode bekend is om de stabiliteit van de toplaag te bepalen is het zeer de vraag of dit een valide methode is om bezwijken van de toplaag te bepalen. De erosiediepte in deze aanname is zeer gering ($y_s/d_{50} \approx 1$) en het is zeer de vraag of dit niet (ver) buiten de gevalideerde range ligt van de formulering.

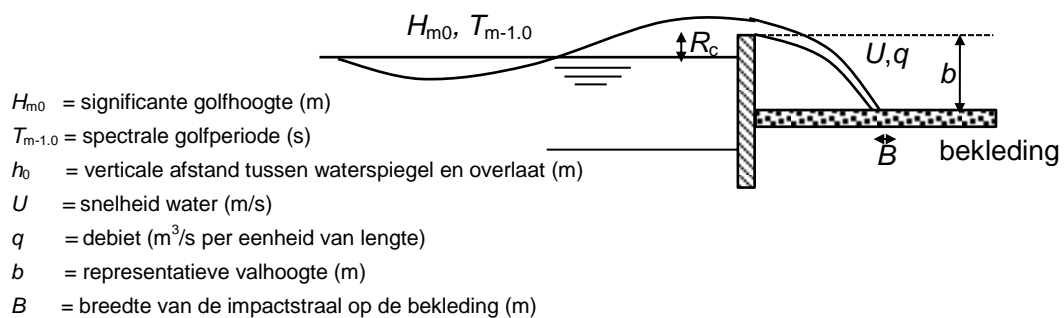
4 Stabiliteit bekleding onder plonsbelasting (Categorie D)

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de stabiliteit van een bekleding beschouwd welke valt te schematiseren als Categorie D (zie Figuur 2.1). Voorwaarden om aan Categorie D te voldoen zijn:

- Er is sprake van enige hoogte (bijvoorbeeld meer dan 0,3 m) tussen het kunstwerk en de achterliggende bekleding waardoor er sprake is van 'vallend water'
- Het golfoverslagdebiet is aanzienlijk.

De belasting wordt gevormd door overstortend water dat vanaf een zekere hoogte op de achterliggende bekleding stort. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.1.



Figuur 4.1 Schematisatie van de belasting van overstortende straal over een scherpe rand bij een volkomen overlaat op een achterliggende bekleding (non-impulsive: de golven breken niet voor de wand)

4.2 Belastingen

De belasting wordt gevormd door een serie onregelmatige plonsen. Een plons is een hoeveelheid water welke over de verticale wand slaat en op de achterliggende bekleding valt. In eerste instantie wordt een analogie gemaakt met bestaande kennis van golfoverslagprocessen over een verticale wand. De bestaande kennis hierover is gebundeld in de EurOtop manual (EurOtop, 2007). Deze kennis is voornamelijk gebaseerd op onderzoek welke is beschreven in Bruce et al (2001) en Wolters et al (2005).

Onderscheid wordt gemaakt tussen twee verschillende situaties. Het eerste geval betreft de situatie waarbij de waterdiepte voor de verticale wand relatief groot is en de golven niet of nagenoeg niet worden beïnvloedt door de teen van de constructie of het voorliggende talud. Dit typen golven worden 'non-impulsive' golven genoemd en breken niet voor de verticale muur waardoor er geen sprake is van een impact tegen de muur. Dergelijke golven slaan over de verticale muur heen en geven een relatief gelijkmatige belasting. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 4.1.

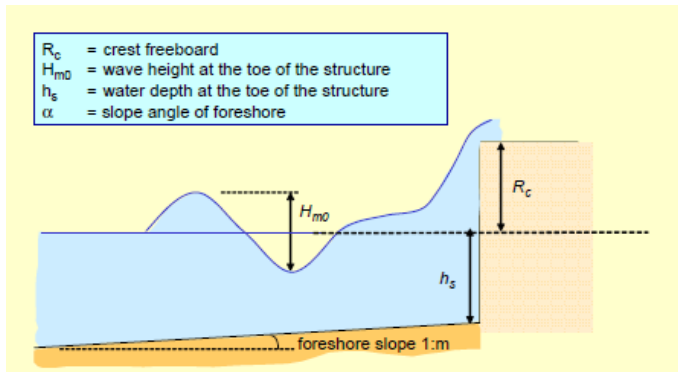
Golven welke worden beïnvloedt door de waterdiepte of de taludhelling voor de muur ('impulsive waves') kunnen tegen de muur breken wat kan leiden tot een grote omhoog spuitende (en weer neerkomende) straal water.

De mate van 'impulsiveness' van de golven worden uitgedrukt met de zogenaamde impulsiveness parameter h :

$$h_* = 1.35 \frac{h_s}{H_{m0}} \frac{2\pi h_s}{g \cdot T_{m-1,0}^2} \quad (4.1)$$

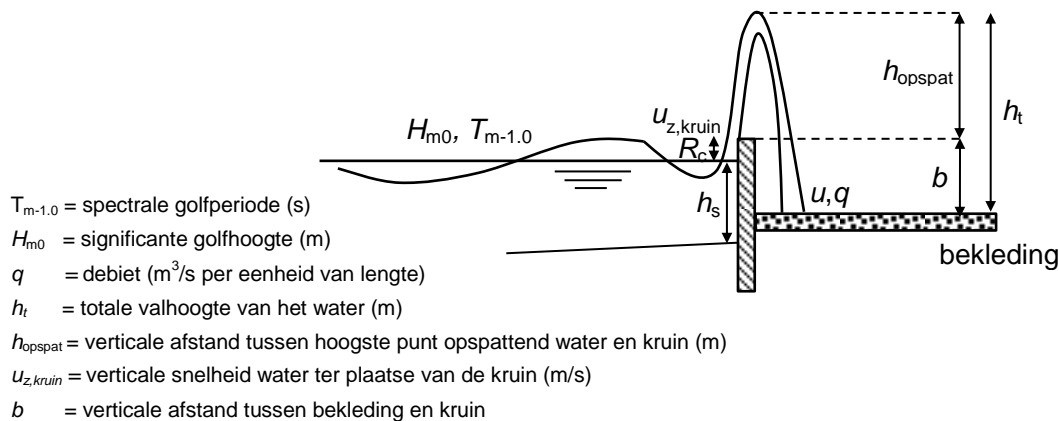
Non-impulsive condities: $h_* > 0,3$

Impulsive condities: $h_* < 0,2$



Figuur 4.2 Schematisatie van golfoverslag bij een verticale muur (EurOtop Manual, 2007)

In de EurOtop Manual zijn probabilistische en deterministische formules weergegeven voor zowel impulsieve en non-impulsieve condities. Met behulp van deze formules kan het gemiddelde golfoverslagdebiet, de verdeling van golfoverslagvolumes en verticale snelheden worden berekend. Er wordt opgemerkt dat de EurOtop Manual recenter is dan de Leidraad Kunstwerken (LK, 2003). De gegeven formules wijken echter af. Het verdient aanbeveling om een keuze te maken tussen de genoemde sets formules.



- $T_{m-1,0}$ = spectrale golfperiode (s)
- H_{m0} = significante golfhoogte (m)
- q = debiet (m^3/s per eenheid van lengte)
- h_t = totale valhoogte van het water (m)
- h_{opspat} = verticale afstand tussen hoogste punt opspattend water en kruin (m)
- $u_{z,kruin}$ = verticale snelheid water ter plaatse van de kruin (m/s)
- b = verticale afstand tussen bekleding en kruin

Figuur 4.3 Schematisatie van zogenaamde impulsieve wave: de golf breekt tegen de verticale wand en spuit omhoog.

Conform de benadering zoals deze is gegeven in Hoofdstuk 3 is de verticale snelheid op de achter het kunstwerk liggende bekleding u als belastingmaat aangenomen. Om deze verticale snelheid te bepalen is allereerst de valhoogte h_t van het water benodigd. De valhoogte van het water is het hoogste punt van het opspattend water ten opzichte van de kruin plus de verticale afstand tussen de te beschouwen bekleding en de kruin:

$$h_t = h_{opspat} + b \quad (4.2)$$

De opspattende hoogte h_{opspat} kan worden bepaald door:

$$h_{\text{opspat}} = \frac{u_{z,\text{kruin}}^2}{2g} \quad (4.3)$$

De verticale snelheid van het water ter plaatse van de kruin is beschreven in Bruce et al (2002):

$$u_{z,\text{kruin}} = \alpha c_i \quad (4.4)$$

Waarbij α empirische waarde is en c_i de golfvoortplantingssnelheid.

α heeft een waarde tussen 6 en 10 bij impulsieve condities en een waarde van 2,5 bij non-impulsieve condities. Dit is gebaseerd op fysieke model proeven. Hierbij zijn 14 testen met 1000 onregelmatige golven uitgevoerd waarbij de 20 grootste overslag gebeurtenissen zijn beschouwd. Dit betrof kleinschalige testen waarbij de significante golfhoogte gelijk was aan 5,2 cm tot 8,2 cm. Het bepalen van de waarde α is op basis van het gemiddelde van de hoogste 4% waarden van u_z .

c_i gelijk is aan de golfvoortplantingssnelheid:

$$c_i = \sqrt{gh_s} \quad (4.5)$$

Vergelijking (4.5) is alleen van toepassing voor ondiep water ($kh_s \ll 1$). Diep water condities worden voornamelijk buiten beschouwing gelaten (in dat geval zal de golf ook niet breken en is er sprake van non-impulsieve condities).

Door bovenstaande vergelijkingen te combineren is de totale valhoogte van het water gelijk aan:

$$h_t = \frac{1}{2}\alpha^2 h_s + b \quad (4.6)$$

De verticale snelheid van het water ter plaatse van de bekleding kan als volgt worden bepaald:

$$u = \sqrt{2gh_t} \quad (4.7)$$

Na substitutie:

$$u = \sqrt{g \cdot (\alpha^2 h_s + 2b)} \quad (4.8)$$

Een voorwaarde hiervoor is uiteraard dat de opspatthoogte h_{opspat} een grotere waarde heeft dan de kruinhoogte (anders kan het water niet over de kruin slaan):

$$h_{\text{opspat}} > R_c \quad (4.9)$$

Ofwel

$$\frac{1}{2}\alpha^2 h_s > R_c \quad (4.10)$$

4.3 Sterkte

Voor de sterkte van de bekleding wordt een analogie gemaakt met de sterkte van een bekleding zoals deze is beschreven in paragraaf 3.3. Daarbij is de sterkte van niet-cohesief losgestort materiaal omschreven als:

$$u_c^2 = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta g d \quad (4.11)$$

4.4 Stabiliteit

In lijn met de analyse in paragraaf 3.4 wordt de stabiliteit van granulair materiaal als volgt beschreven:

$$Z = u_c^2 - u^2 \quad (4.12)$$

Door substitutie van vergelijking (4.8) en vergelijking (4.11) in vergelijking (4.12) verkrijgt men:

$$Z = K_1 K_2 \Delta g d - g(\alpha^2 h_s + 2b) \quad (4.13)$$

Stabiliteit is gegarandeerd indien:

$$Z > 0 \quad (4.14)$$

Ofwel

$$\frac{\alpha^2 h_s + 2b}{\Delta d} \leq K_1 K_2 \quad (4.15)$$

Waarbij

α	= empirische waarde op basis van Bruce et al (2002). $\alpha = 6-10$ (impulsive condities) $\alpha = 2,5$ (non-impulsive condities)	(-)
h_s	= waterdiepte direct voor de kerende wand	(m)
b	= verticale afstand tussen de bekleding en de bovenzijde van de kerende wand	(m)
Δ	= relatieve dichtheid van het granulair materiaal; $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$	(-)
d	= maatgevende diameter van het granulair materiaal	(m)
K_1	= een empirisch te bepalen constante	(-)
K_2	= een empirisch te bepalen constante indien de waterstraal kleiner is dan de maatgevende diameter van het granulair materiaal	(-)

Wat opvalt in deze formulering is dat er geen directe afhankelijkheid is van de golfparameters zoals bijvoorbeeld de significante golfhoogte H_{m0} en de spectrale golfperiode $T_{m-1.0}$. Indirect is deze afhankelijkheid er wel omdat er een ondiep water conditie wordt aangenomen (zie vergelijking (4.5)) en de orde grootte van de golfhoogte en golfperiode gekoppeld is aan de waterdiepte voor de kerende wand, h_s , welke wel is opgenomen in de formulering. Uiteindelijk vertaalt dit zich in de waarde van de empirische waarde α .

5 Discussie en conclusies

Er is weinig kennis over de stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting (Categorie C) en plonsbelasting (Categorie D). In de voorgaande hoofdstukken is een eerste aanzet gegeven voor de fysische werking. Er dient echter onderkend te worden dat er in deze eerste aanzet meerdere grote aannames zijn gedaan welke geverifieerd dienen te worden. De afleidingen in de voorgaande hoofdstukken dienen daarom alleen beschouwd te worden als een eerste aanzet voor een inhoudelijke discussie met betrekking tot de stabiliteit van bekledingen. De gegeven formuleringen kunnen niet worden gebruikt ten behoeve van toetsing of ontwerp van bekledingen welke onderhavig zijn aan plonsbelasting of overstortbelasting. Er zijn te veel aannames welke niet zijn geverifieerd en er zijn verschillende empirische coëfficiënten welke niet kwantitatief zijn bepaald.

Bij vrijwel alle typen bekledingen onder golfaanval zijn de stabiliteitsmodellen (semi-) empirisch. Voor breuksteen, gras en steenzettingen zijn de afgelopen decennia vele (schaal)proeven uitgevoerd welke als basis fungeren voor de bestaande stabiliteitsmodellen. Deze proeven zijn uitgevoerd in golfgoten zoals bijvoorbeeld de Scheldegoot (kleinschalig) en de Deltagoot (grootschalig) van Deltares.

Gezien de analogie tussen bekledingen onder golfaanval en bekledingen onder overstortbelasting (Categorie C) en plonsbelasting (Categorie D) wordt aanbevolen om fysieke proeven uit te voeren teneinde een eerste indruk te krijgen van de stabiliteit van bekledingen onder een dergelijke belasting.

Tevens kan een uitgebreidere literatuurstudie worden overwogen waarbij onder andere een analogie kan worden gezocht met de belasting achter stuwdammen waarbij ook waterstralen van grote hoogte naar beneden vallen. Tevens kan een analyse worden gemaakt op basis van drukken in plaat van snelheden.

De stabiliteit wordt bepaald door de belasting en de sterkte van de bekleding. De belasting bestaat uit een externe belasting en een transfer naar de interne belasting. In essentie zijn er twee typen externe belastingen beschouwd: overstort (Categorie C) en plonsbelasting (Categorie D). In de praktijk zullen er naar verwachting ook situaties voorkomen waarbij zowel overstortbelasting als plonsbelasting tegelijkertijd optreden. De interne belasting is afhankelijk van het type bekleding (veelal uitgedrukt in een lek lengte) en of er een (dempende) waterlaag op de bekleding aanwezig is. De sterkte van de bekleding wordt gevormd door het eigen gewicht en eventueel aanwezige cohesie, klemming of een andere vorm van samenhang van de bekleding.

Gezien het grote aantal (theoretische) combinaties tussen het type belasting en het type bekledingen verdient het aanbeveling om te prioriteren alvorens verder onderzoek hiernaar uit te voeren.

6 Referenties

- Bruce, T., Allsop, N. W. H., & Pearson, J., 2002, Hazards at coast and harbour seawalls velocities and trajectories of violent overtopping jets. *Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Eng., Cardiff*, pp 2216–2226
- Deltares, 2015, WTI2017-CTK, Achtergrondrapportage toetspoor hoogte (in voorbereiding), Deltares rapport, 1209438
- EurOtop, 2007, EurOtop, Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual
- Izbash, S.V., 1935, Construction of Dams by dumping of stone in running water. Moscow-Leningrad
- Schiereck, G.J., 2001, Introduction to Bed, bank and shore protection, ISBN 90-407-1683-8, NUR 956
- Shields, A., (1936), Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung [Application of similarity mechanics and turbulence research on shear flow]. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau (in German) 26. Berlin: Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau.
- Steenstra, R.S., Incorporation of the effects of accelerating flow in the design of granular bed protections, MSc thesis, Delft, University of Technology, 12 March 2014
- TAW, 2002, Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 2002
- Van der Meer, J.W., 2000, Kerende hoogte kunstwerken (methodiek), WL | Delft Hydraulics, J.W. van der Meer, rapport nr. i336, 2000
- Van Gent, M.R.A. and B. Pozueta (2004). Rear-side stability of rubble mound structures. ASCE, Proc. 29th ICCE 2004, Lisbon. p. 3481-3493
- Van Gent, M.R.A. (2007), *Rear side stability of rubble mound structures with crestlements*, Proceedings Coastal Structures 2007, Venice, 2-4 July 2007, World Scientific. p. 19-30.
- Vrijburcht, A., 2004, Aanbeveling “Overloop van coupures en sluisdeuren” RWS/BWD/NIC/A.Vrijburcht/08.07.2004/Concept3
- Wolters, G., Müller, G., Bruce, T. & Obhrai, C. 2005 Large scale experiments on wave downfall pressures on vertical and steep coastal structures. *Proc. ICE, Maritime Engineering*, 158, pp137-145

B Aanbeveling “Overloop van coupures en sluisdeuren”

Aanbeveling “Overloop van coupures en sluisdeuren”

Eenvoudige methode

Voor coupures met daarachter bestrating en waarbij het water gemakkelijk afgevoerd wordt, is in de meeste situaties een veilige waarde van het toelaatbare overloopdebiet $0.03 \text{ m}^2/\text{s}$. Voor sluisdeuren met daarachter een bodembescherming en wel benedenwater is een maximum overloopdebiet van $1 \text{ m}^2/\text{s}$ in de meeste situaties veilig genoeg.

Gedetailleerde methode

In plaats van bovengenoemde waarden te hanteren is het beter en ook veiliger gebruik te maken van de gedetailleerde methode voor zowel de coupure als de sluisdeur. Voor deze gedetailleerde methode worden eerste 2 formules gepresenteerd (Zie ook de “Toelichting overloop van coupures en sluisdeuren”).

Het debiet over een scherpe, volkomen overlaat wordt berekend volgens:

$$q = 1.705 h_o^{3/2} \quad (1)$$

waarin: q = debiet per m breedte [m²/s]
 h_o = overstorthoogte boven de kruin [m]

(NB. Is de coupure niet als een scherpe, volkomen overlaat te beschouwen dan moet de hierbij behorende formule gebruikt worden).

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

$$y_s = 0.4 q^{0.6} H^{0.4} d_{50}^{-0.3} - 0.5 h \quad (2)$$

waarin: y_s = erosie diepte als evenwichtswaarde [m]
 y_s > of = 0
 q = debiet per m breedte [m²/s]
 H = hoogteverschil boven- en benedenstroomse waterstand [m]
 = $z + h_o + h$
 z = hoogte coupure of sluisdeur boven benedenstr. bodem [m]
 h = waterdiepte benedenstrooms [m]
 h_o = overstorthoogte boven de kruin [m]
 d_{50} = diameter korrels of stenen [m]

De gedetailleerde methode is als volgt:

- Eerst wordt met formule (1) het overloopdebiet berekend bij een gegeven overstorthoogte. Vervolgens wordt met formule (2) de erosie van de stenen (bestrating of een laag stortsteen) berekend en daarna de kuildiepte van het onderliggende zand.

- Blijft de erosie van de stenen beperkt tot een deel van de laagdikte (bijv. de helft) dan is dit de grens van wel of niet bezwijken van de toplaag. Is deze erosie groter dan kan er vanuit gegaan worden dat ook de berekende kuil diepte in het zand ontstaat.
- Wanneer de berekende erosie van de stenen niet is toegestaan dan wordt het overloopdebiet verminderd door de overstorthoogte te verkleinen tot de toelaatbare erosie van de stenen bereikt wordt.
- Wanneer het bezwijken van laag stenen wel is toegestaan maar de berekende kuil diepte van het zand te groot is, dan wordt eveneens het overloopdebiet verminderd door de overstorthoogte te verkleinen tot de kuil diepte toelaatbaar is.

Voor een coupure met een ander soort bestrating (asfalt, ed.) of een kleilaag als bedekking geeft de methode geen oplossing.

Voorbeeld

Uitgegaan wordt van een coupure van $z = 1$ m hoogte, een benedenstroomse waterdiepte van $h = 0.10$ m en een laag straatstenen met $d_{50} = 0.1$ m. Bij een overstorthoogte $h_0 = 0.082$ m is volgens formule (1) het overloopdebiet $q = 0.04$ m²/s (of 40 l/s/m); het waterstandsverschil is $H = 0.982$ m. Dit geeft volgens formule (2) een erosie van de straatstenen van $y_s = 0.065$ m. Onder het wegdek ligt zand met $d_{50} = 0.0003$ m. Bezwijkt de laag straatstenen dan ontstaat vervolgens in het zand volgens formule (2) een kuil diepte van $y_s = 0.60$ m. Dit alles voor een overloopdebiet van $q = 0.04$ m²/s.

Wordt de kans te groot geacht dat bij dit overloopdebiet de stenen toch uitspoelen (erosie 0.065 m t.o.v. een laagdikte van 0.10 m) en is de kuil diepte van het zand ook te groot (0.60 m) vanwege mogelijke instabiliteit constructie dan moet het overloopdebiet verminderd worden.

Uitgegaan wordt weer van de coupure van $z = 1$ m hoogte, de benedenstroomse waterdiepte van $h = 0.10$ m en de laag straatstenen met $d_{50} = 0.1$ m. Bij een overstorthoogte $h_0 = 0.052$ m is volgens formule (1) het overloopdebiet $q = 0.02$ m²/s en het waterstandsverschil $H = 0.952$ m. Dit geeft volgens formule (2) een erosie van de stenen $y_s = 0.025$ m. Hierbij kan gesteld worden dat de laag straatstenen in tact blijft. Mocht het wegdek onverhoopt toch wegspoelen, dan komt het zand met $d_{50} = 0.0003$ m weer bloot. In het zand ontstaat volgens formule (2) kuilen met een diepte van $y_s = 0.38$ m. Dit alles voor een overloopdebiet van $q = 0.02$ m²/s.

Toelichting op "Overloop van coupures en sluisdeuren"

1 Inleiding

Bij dijken wordt volgens de TAW-leidraden een overloopdebiet toegelaten van $0.010 \text{ m}^2/\text{s}$ (of 10 l/s/m) zonder dat de hoogwaterkering wat dat betreft gevaar loopt.

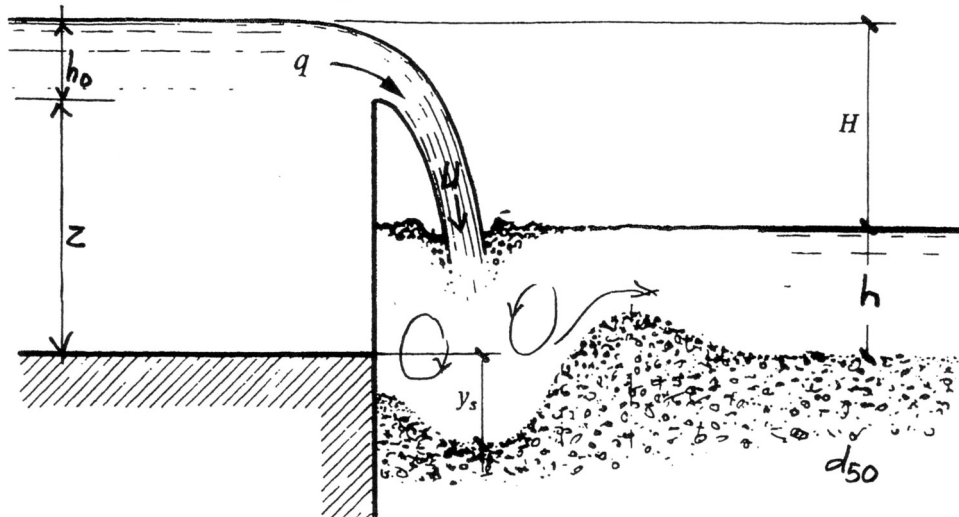
De vraagstelling van VNK (Veiligheid Nederland in Kaart) is een formulering te geven wat het toelaatbaar overloopdebiet is over coupures en sluisdeuren zonder dat dit de constructie zelf in gevaar brengt wat betreft stabiliteit. Dit om bestaande kunstwerken te beoordelen op hun veiligheid tegen overlopen en hiermede op overstromingskansen van het achterliggende gebied. Bij VNK wordt tot nu toe voor coupures en aansluitende grondconstructies $0.1 \text{ m}^2/\text{s}$ en voor sluizen in waterkeringen $1 \text{ m}^2/\text{s}$ als maximum overloopdebiet aangehouden.

Deze notitie bestaat uit 2 delen. Vanuit de literatuur wordt nagegaan welke erosie achter overstortende stralen ontstaat (hoofdstuk 2). Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 afgeleid wat de toelaatbare overloopdebieten zijn van een aantal voorbeelden van coupures in dijken en sluizen in hoogwaterkeringen zoals deze in Nederland gebruikt worden. In hoofdstuk 4 wordt de conclusie vermeld.

Hieruit kan het uiteindelijke doel van deze notitie afgeleid worden, te weten een methode te ontwikkelen wat de toelaatbare overloopdebieten van coupures en sluisdeuren zijn.

Opgemerkt wordt dat niet gekeken wordt naar bijzondere of afwijkende situaties en of het achterliggende gebied het overlopende water wel kan bergen.

2 Theorieën erosie van een overstortende straal



We beschouwen een straal die over een hoge deur, schuif of klep heen stort en terechtkomt in het achterland of benedenwater. De straal heeft bij het treffen van het wateroppervlak een hoeveelheid impuls die evenredig is met het product van debiet en snelheid van de straal. De straal dringt door in het benedenwater en komt als het water ondiep is met verminderde snelheid (en impuls) onder een hoek aan de bodem terecht. De bodemdeeltjes of stenen zijn veelal niet bestand tegen deze impuls en zullen eroderen. Voor en achter de straal zullen neren met een horizontale as ontstaan waar het geërodeerde materiaal in circuleert. Een deel van het opgewerkte bodemmateriaal zal dan in benedenstroomse richting getransporteerd worden en op zeker afstand weer neergeslagen worden. Wanneer de straal direct op de bodem terechtkomt zonder dat sprake is van een dikke waterlaag omdat het water direct kan wegstromen (zoals bij coupures), zullen de gronddeeltjes of stenen nog eerder eroderen waarbij ook een erosiekuil ontstaat.

De erosie van de bodem achter een overstortende straal is afhankelijk van het debiet q in de straal per m breedte, de snelheid U van de straal bij het raken van het wateroppervlak (of bodem bij afwezigheid van benedenwater), de waterdiepte aan de benedenstroomse zijde h en de karakteristieke diameter van de bodemdeeltjes d :

- Het debiet per m breedte q van een overstortende straal over een scherpe rand is bij een volkomen overlaat* evenredig met $1.7 h_0^{3/2}$ met h_0 als overstorthoogte boven de kruin (hoogteverschil tussen energiehogte bovenstrooms en bovenkant deur). De erosie is ongeveer recht evenredig met het debiet.
- De snelheid van de straal aan het wateroppervlak U is evenredig met $\sqrt{2gH}$ met H als totaal verval (hoogteverschil tussen boven- en benedenstroomse energiehogten of waterstanden bij lage stroomsnelheden). De erosie is ongeveer evenredig met de wortel uit het totale verval.
- De waterdiepte waar de straal in terechtkomt zorgt voor afname van de snelheid in de straal voordat deze de bodem bereikt. Bovendien zorgt de waterdiepte ervoor dat het opgewerkte sediment een verticale beweging kan maken zonder direct getransporteerd te worden. De erosie wordt ongeveer verminderd met de grootte van de waterdiepte.

- De erosie van de bodem hangt met name af van de kritische snelheid van de bodemdeeltjes die op zijn beurt wordt bepaald door $\sqrt{(\Delta g d)}$ met Δ als relatieve dichtheid en d als karakteristieke diameter van de korrels of stenen (veelal d_{50} , diameter die door 50% van de deeltjes wordt overschreden of ook wel d_{90}). De erosie is omgekeerd evenredig met de wortel uit de diameter.

)* Voor een onvolkomen overlaat wanneer $H < 1/3 h_0$ heeft de benedenwaterstand wel invloed op het debiet en moet een andere formulering gebruikt worden.

Dit leidt tot een erosieformulering in zijn eenvoudigste vorm:

$$(y_s + h) \text{ evenredig met } q H^{0.5} d_{50}^{-0.5} \quad (1)$$

waarin: y_s	= erosie diepte	[m]
h	= waterdiepte benedenstrooms	[m]
q	= debiet per m breedte	[m ² /s]
H	= hoogteverschil boven- en benedenstroomse waterstand	[m]
d_{50}	= diameter korrels of stenen	[m]

Uit de vele experimenten die naar de verschijnselen uitgevoerd zijn, blijkt dat er ook andere mechanismen een rol spelen zoals de energie dissipatie van de stroming in de erosiekuil. Hierdoor zal de formulering volgens (1) niet direct voldoen. De erosieformule wordt daarom in algemenere vorm geschreven als:

$$y_s = \alpha q^{i1} H^{i2} d^{i3} - \beta h \quad (2)$$

waarin: α	= coëfficiënt	[m]
$i1$	= macht van q	[-]
$i2$	= macht van H	[-]
$i3$	= macht van d	[-]
β	= coëfficiënt	[m]

In de literatuur worden vele experimenten genoemd en daaruit afgeleide formules. Breusers en Rausdkivi (lit. [1], Scouring, IAHR-manual, 1991, Balkema) en Hoffmans/Verheij (lit. [2], Scour Manual, 1997, Balkema) geven een overzicht van een aantal formules:

Schoklitsch (1932): $y_s = 4.75 q^{0.57} H^{0.2} d^{-0.32} - h$ (3)
 Waarin: d in mm
 q in m²/s
 y_s , H en h in m

Veronese (1938): $y_s = 3.68 q^{0.54} H^{0.225} d^{-0.42} - h$ (4)
 Waarin: d in mm
 q in m²/s
 y_s , H en h in m

$$y_s = 1.9 q^{0.54} H^{0.225} d^{-0.42} - h$$

(voor $d < 5$ mm)

Mason (1984): $y_s = 3.27 q^{0.6} H^{0.05} h^{0.15} g^{-0.3} d^{-0.1} - h$ (5)
 Waarin: d in m
 q in m²/s
 y_s , H en h in m

Bormann (1991): $y_s = K_b q^{0.6} U \sin \theta d_{90}^{-0.4} / (2\Delta g)^{0.8} - h$ (6)
 Waarin: $K_b = C_d^2 (\sin \phi / \sin (\phi + \theta))^{0.8}$
 $C_d = 1.8$
 $\phi = 25^\circ$
 U = snelheid bij wateroppervlak in m/s
 q in m²/s
 y_s en h in m

Δ als relatieve dichtheid

θ als hoek straal met oppervlak (tussen 60 en 90°)

Fallbusch (1994): $y_s = c_{2v} q^{0.5} U^{0.5} \sqrt{(\sin \theta / g) - h}$ (7)

Waarin: $c_{2v} = 20 / \lambda$

$\lambda = 1.5$ bij $d_{90} = 0.1$ mm

$\lambda = 3$ bij $d_{90} = 1$ mm

$\lambda = 8$ bij $d_{90} > 10$ mm

Bovenstaande formules zijn meestal gebaseerd op een reeks van experimenten met een bepaalde geometrie, debiet en bodemsamenstelling. Voor een andere geometrie, debiet en bodemsamenstelling kunnen de formules veelal niet gebruikt worden.

D'Agostino en Ferro hebben in de Journal of Hydraulic Engineering (lit. [3], January 2004) een uitgebreide reeks, nieuwe experimenten gepresenteerd. Uit hun onderzoek bleek dat de waterdiepte benedenstreams h een minder grote invloed had dan uit de andere experimenten en vorige formules bleek.

In hun artikel zijn verder de uitkomsten van een zestal andere reeksen van experimenten van andere onderzoekers gepresenteerd. Daarbij is een ingewikkelde formule bedacht (hier niet gepresenteerd) die voor de in totaal 7 reeksen experimenten redelijk voldoet en waarbij de parameters dimensieloos gemaakt zijn. Helaas is daarbij de fysica zoals verwoord in formules (1) en (2) en die andere onderzoekers tot nu toe ook in bepaalde vorm hanteerden (formules (3) t/m (7)), niet terug te vinden.

Daarom is hier gezocht naar een nieuwe formulering volgens formule (2) die het beste de fysica beschrijft en past op de resultaten van de 7 reeksen experimenten. Dit heeft geresulteerd in de volgende formule, zie ook tabel 1:

$$y_s = 0.8 q^{0.6} H^{0.4} d_{50}^{-0.3} g^{-0.3} - 0.5 h \quad (8a)$$

of

$$y_s = 0.4 q^{0.6} H^{0.4} d_{50}^{-0.3} - 0.5 h \quad (8b)$$

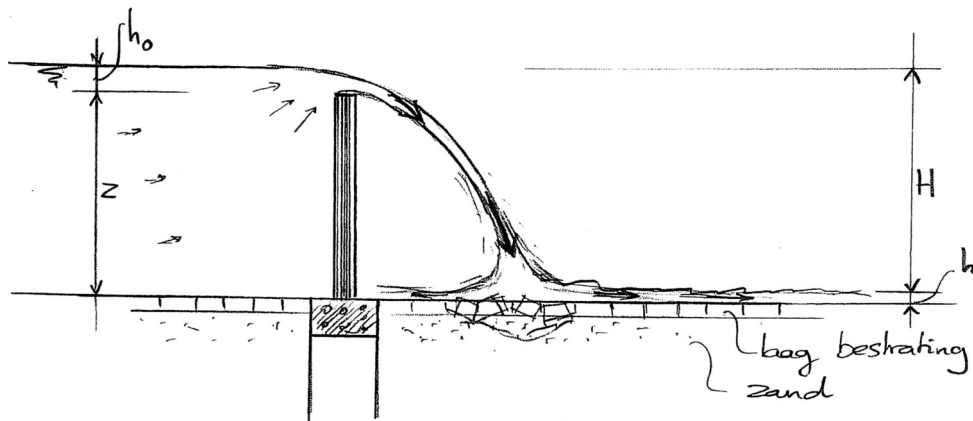
waarin: y_s	= erosie diepte als evenwichtswaarde	[m]
y_s	> of = 0	
q	= debiet per m breedte	[m ² /s]
H	= hoogteverschil boven- en benedenstroomse waterstand	[m]
d_{50}	= diameter korrels of stenen	[m]
h	= waterdiepte benedenstreams	[m]

Deze formule heeft als voordeel dat deze eenvoudig is, qua dimensies klopt en zelden aanleiding geeft tot onderschatting van de erosiediepte. Alleen zeer grote overstorthoogten boven de kruin kan in onderschatting resulteren. Deze formule (8) wordt daarom toegepast in het verdere onderzoek naar de toelaatbare debieten over coupures en sluisdeuren.

3 Berekening toelaatbaar overloopdebiet

Voor de berekening van het toelaatbaar overloopdebiet maken we gebruik van formule (8). In tabel 2 zijn situaties doorgerekend voor een overstortende coupure met een wegdek van straatstenen en een overstortende sluisdeur met bodembescherming benedenstrooms.

Coupure



Er zijn 2 coupures uitgerekend met een hoogte van $z = 1$ en 2 m. Als bodembescherming is gedacht aan een wegdek met losse straatstenen met $d_{50} = 0.10$ m. Het onderling verband van de stenen wordt als reserve op de stabiliteit aangehouden. Als ondergrond van de stenen is gedacht aan zand (geen cohesie), te weten $d_{50} = 0.001$ m (grof zand) en $d_{50} = 0.0003$ m (fijn zand). Benedenstrooms van de coupure wordt een waterdiepte aangehouden van $h = 0.10$ of 0.20 m. Gerekend is met diverse overloopdebieten q . Gesteld wordt dat het wegdek bezwijkt als de erosie van de straatstenen $y_s = 0.06$ m of meer bedraagt. Daarna volgt dan de ontgroning van het onderliggende zand waarbij ook grenzen aan gesteld worden.

Voor de coupure van 1 m hoog en een benedenstroomse waterdiepte van 0.10 m blijkt de laag straatstenen in tact te blijven bij een debiet van 40 l/s/m (overstorthoogte 0.082 m, valhoogte straal ca. 1 m). Mocht het wegdek bij dit debiet toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 0.60 m.

Is voor dezelfde coupure van 1 m hoog de benedenstroomse waterdiepte 0.20 m dan blijkt de laag straatstenen in tact te blijven tot een debiet van 75 l/s/m (overstorthoogte 0.125 m, valhoogte straal ca. 0.90 m). Mocht het wegdek bij dit debiet toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 0.85 m.

Voor de coupure van 2 m hoog en benedenstroomse waterdiepte van 0.10 m blijkt de laag straatstenen in tact te blijven bij een debiet van 25 l/s/m (overstorthoogte 0.06 m, valhoogte straal ca. 2 m). Mochten de stenen bij dit debiet toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 0.60 m.

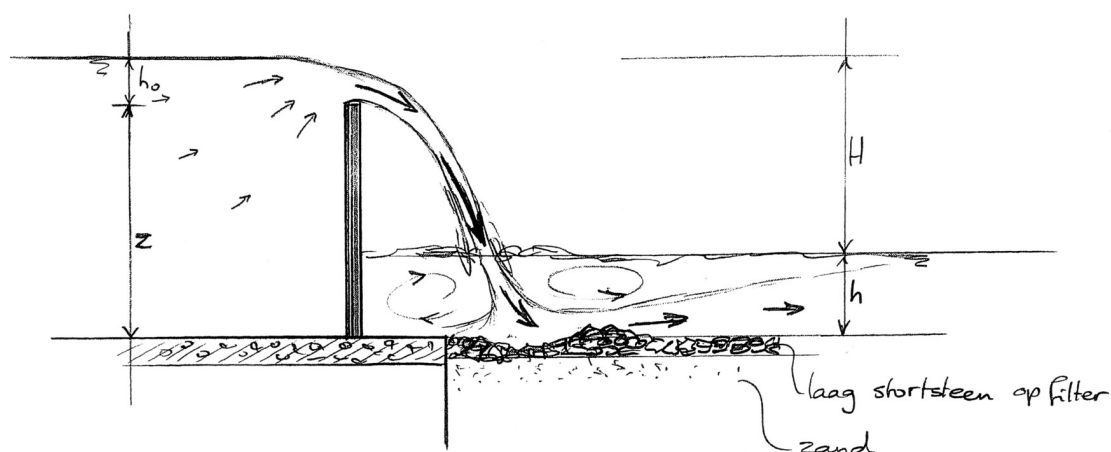
Is voor dezelfde coupure van 2 m de benedenstroomse waterdiepte 0.20 m dan blijkt de laag straatstenen in tact te blijven bij een debiet van 45 l/s/m (overstorthoogte 0.089 m, valhoogte straal ca. 1.90 m). Mochten de stenen bij dit debiet toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 0.85 m.

Zijn de berekende kuildieptes van het zand te groot voor de constructie (instabiliteitsproblemen) dan moeten het overloopdebiet verminderd worden zodat of de kuildiepte van de zandlaag aanvaardbaar is of dat nauwelijks erosie van de stenen optreedt.

Is benedenstrooms van de coupure alleen los zand aanwezig en geen bestrating dan kunnen de uiteindelijke kuildieptes bepaald worden met formule (8) of direct uit tabel 2 gehaald worden.

Voor klei of kleig zand aan de benedenstroomse zijde zijn geen gegevens voorhanden maar zal aanleiding geven tot een kleinere ontgrondingsdiepte dan zand.

Sluisdeur



Er zijn 2 sluisdeuren uitgerekend met een hoogte z van 4 resp. 6 m. Als benedenstroomse bodembescherming is aangehouden stortsteen met een diameter van $d_{50} = 0.10$ m (ongeveer sortering 50/150 mm) en $d_{50} = 0.15$ m (ongeveer sortering 80/200 mm). Aangenomen wordt dat de laagdikte van de toplaag van de stortsteen tenminste 0.25 m is. Gesteld wordt dat de laag stortsteen bezwijkt als de erosie y_s meer dan 0.15 m bedraagt. Als de toplaag verdwijnt wordt aangenomen dat de rest van de filterlagen ook direct bezwijken. Daaronder bevindt zich grof zand (aangenomen als $d_{50} = 0.001$ m) dat dan verder ontgrondt. Ook aan de maximum kuildiepte kunnen grenzen gesteld worden. Benedenstrooms van de sluisdeur is een waterdiepte h aangehouden van 2 of 3 m. Gerekend is met diverse overstortdebieten q per m breedte over een scherpe rand (bovenkant beplating).

Opgemerkt wordt dat geen rekening gehouden wordt met het ongunstige effect bij puntdeuren waar de stroming zich vooral in de sluisas concentreert en niet gelijkmatig over de breedte verdeeld is. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat de overstortende straal loodrecht op de deur staat. Het effect kan in rekening gebracht worden door het debiet per m' deurbreedte met bijv. 50% te verhogen.

Voor de sluisdeur van 4 m hoog en een benedenstroomse waterdiepte van 2 m blijkt de stortsteen met $d_{50} = 0.10$ m in tact te blijven bij een debiet van $0.95 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 0.68 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgronding van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 3.5 m.

Bij dezelfde situatie maar met stortsteen $d_{50} = 0.15$ m blijkt de stortsteen in tact te blijven tot een debiet van $1.15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 0.77 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgronding van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 4 m.

Voor de sluisdeur van 4 m hoog en een benedenstroomse waterdiepte van 3 m blijkt de stortsteen met $d_{50} = 0.10$ m in tact te blijven bij een debiet van $2.03 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 1.12 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgronding van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 5 m.

Bij dezelfde situatie maar met stortsteen $d_{50} = 0.15$ m blijkt de stortsteen in tact te blijven tot een debiet van $2.40 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 1.25 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 6 m.

Voor de sluisdeur van 6 m hoog en een benedenstroomse waterdiepte van 2 m blijkt de stortsteen met $d_{50} = 0.10$ m in tact te blijven bij een debiet van $0.67 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 0.54 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 3.5 m.

Bij dezelfde situatie maar met stortsteen $d_{50} = 0.15$ m blijkt de stortsteen in tact te blijven tot een debiet van $0.81 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 0.61 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 4 m.

Voor de sluisdeur van 6 m hoog en een benedenstroomse waterdiepte van 3 m blijkt de stortsteen met $d_{50} = 0.10$ m in tact te blijven bij een debiet van $1.35 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 0.87 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 5 m.

Bij dezelfde situatie maar met stortsteen $d_{50} = 0.15$ m blijkt de stortsteen in tact te blijven tot een debiet van $1.63 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (overstorthoogte 0.97 m). Mocht de bodembescherming toch bezwijken dan ontstaan door ontgroning van het onderliggende zand kuilen tot maximaal 6 m.

Zijn de berekende kuildieptes van het zand te groot voor de constructie (instabiliteitsproblemen) dan moeten het overloopdebiet verminderd worden zodat òf de kuildiepte van de zandlaag aanvaardbaar is òf dat nauwelijks erosie van de stenen optreedt.

Doet zich een andere geometrie of stromingssituatie voor dan kan met bovengenoemde methode het toegestane overloopdebiet afgeleid worden.

4 Conclusie en aanbevelingen

Bij de huidige beoordelingsmethode van waterkerende kunstwerken wordt aangenomen dat de standzekerheid in gevaar komt als de volgende overloopdebieten worden overschreden: voor coupures en aansluitende grondconstructies $0.1 \text{ m}^2/\text{s}$ en voor sluizen in waterkeringen $1 \text{ m}^2/\text{s}$.

Uit hoofdstuk 3 blijkt dat bovengenoemde waarde voor coupures meestal te hoog is tenzij er sprake is van een dicht rijdek. Een waarde van $0.03 \text{ m}^2/\text{s}$ is in de meeste situaties veilig voor coupures met daarachter bestrating en geen benedenwater.

Voor sluisdeuren met daarachter een bodembescherming en benedenwater is een maximum overloopdebiet van $1 \text{ m}^2/\text{s}$ in de meeste situaties wel veilig genoeg.

In plaats van bovengenoemde waarden te hanteren is het veiliger gebruik te maken van de in hoofdstuk 3 gepresenteerde methode voor zowel de coupure als de sluisdeur:

- Eerst wordt het overloopdebiet berekend bij een gegeven overstorthoogte. Vervolgens wordt met formule (8b) de erosie van de stenen (bestrating of een laag stortsteen) berekend en daarna de kuildiepte in het onderliggende zand.
- Blijft de erosie van de stenen beperkt tot een deel van de laagdikte (bijv. de helft) dan is dit de grens van wel of niet bezwijken van de toplaag. Is deze erosie groter dan kan er vanuit gegaan worden dat ook de berekende kuildiepte in het zand ontstaat.
- Wanneer de berekende erosie van de stenen niet is toegestaan dan wordt het overloopdebiet verminderd door de overstorthoogte te verkleinen tot de toelaatbare erosie van de stenen bereikt wordt.
- Wanneer het bezwijken van laag stenen wel is toegestaan maar de berekende kuildiepte van het zand te groot is, dan wordt eveneens het overloopdebiet verminderd door de overstorthoogte te verkleinen tot de kuildiepte toelaatbaar is.

Zie ook het hierna volgende voorbeeld.

Voorbeeld

Uitgegaan wordt van een coupure van $z = 1 \text{ m}$ hoogte, een benedenstroomse waterdiepte van $h = 0.10 \text{ m}$ en een laag straatstenen met $d_{50} = 0.1 \text{ m}$. Bij een overstorthoogte $h_0 = 0.082 \text{ m}$ is volgens formule $q = 1.705 h_0^{3/2}$ het overloopdebiet $q = 40 \text{ l/s/m}$; het waterstandsverschil is $H = 0.982 \text{ m}$. Dit geeft volgens formule (8b) een erosie van de straatstenen van $y_s = 0.065 \text{ m}$.

Onder het wegdek ligt zand met $d_{50} = 0.0003 \text{ m}$. Bezwijkt de laag straatstenen dan ontstaat vervolgens in het zand volgens formule (8b) een kuildiepte van $y_s = 0.60 \text{ m}$. Dit alles voor een overloopdebiet van $q = 40 \text{ l/s/m}$.

Wordt de kans te groot geacht dat bij dit overloopdebiet de stenen toch uitspoelen (erosie 0.065 m t.o.v. een laagdikte van 0.10 m) en is de kuildiepte van het zand ook te groot (0.60 m) vanwege mogelijke instabiliteit constructie dan moet het overloopdebiet verminderd worden.

Uitgegaan wordt weer van de coupure van $z = 1 \text{ m}$ hoogte, de benedenstroomse waterdiepte van $h = 0.10 \text{ m}$ en de laag straatstenen met $d_{50} = 0.1 \text{ m}$. Bij een overstorthoogte $h_0 = 0.052 \text{ m}$ is volgens formule $q = 1.705 h_0^{3/2}$ het overloopdebiet $q = 20 \text{ l/s/m}$ en het waterstandsverschil $H = 0.952 \text{ m}$. Dit geeft volgens formule (8b) een erosie van de stenen $y_s = 0.025 \text{ m}$. Hierbij kan gesteld worden dat de laag straatstenen in tact blijft. Mocht het wegdek onverhoopt toch wegspoelen, dan komt het zand met $d_{50} = 0.0003 \text{ m}$ weer bloot. In het zand ontstaat volgens formule (8b) kuilen met een diepte van $y_s = 0.38 \text{ m}$. Dit alles voor een overloopdebiet van $q = 20 \text{ l/s/m}$.