

Bijlagen

Het ontwerp van de geotextiele doeken die in de Nederlandse kust- en oeververdedigingen worden toegepast kunnen volgens een drietal niveaus worden ontworpen, namelijk de eenvoudige, gedetailleerde en geavanceerde methode. Het ontwerp bestaat uit het stellen van eisen aan de eigenschappen van het geotextiele doek die voortkomen vanuit de condities waarin het doek verkeert. In het rapport is aangegeven op welke manier er kan worden gekomen tot het stellen van de eisen aan de eigenschappen. De redeneringen en onderbouwing van de gebruikte parameters van deze benaderingswijzen voor de te stellen eisen worden in de volgende bijlagen weergegeven:

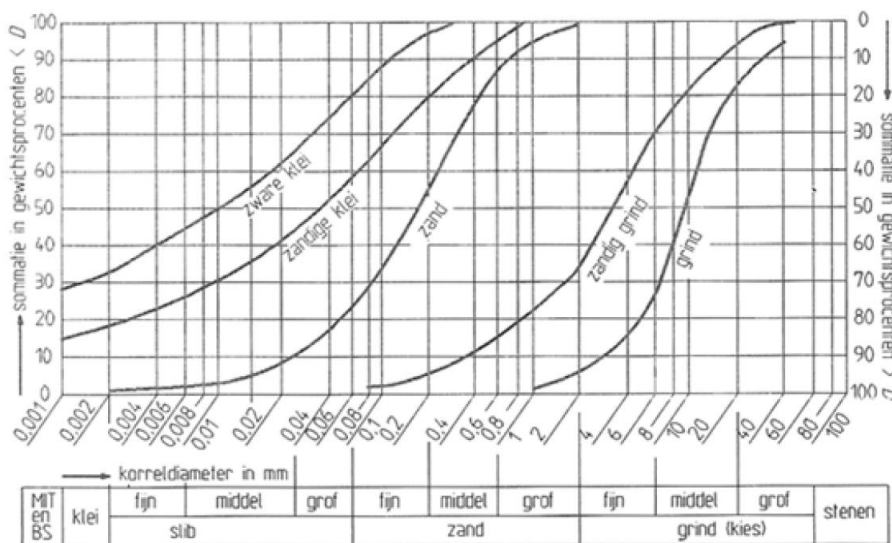
- Bijlage 1. Eenvoudige methode: Grondclassificaties;
- Bijlage 2. Eenvoudige methode: Functionaliteit;
- Bijlage 3. Eenvoudige methode: Robuustheid;
- Bijlage 4. Gedetailleerde methode: Gronddichtheid;
- Bijlage 5. Gedetailleerde methode: Waterdoorlatendheid;
- Bijlage 6. Gedetailleerde methode: Perforatieweerstand;
- Bijlage 7. Gedetailleerde methode: Doorponsweerstand;
- Bijlage 8. Gedetailleerde methode: Rekvermogen;
- Bijlage 9. Gedetailleerde methode: Treksterkte.

Bijlage 1. Eenvoudige methode: Grondclassificaties

Omdat het ontwerp van geotextielen sterk afhankelijk is van de ondergrond is hiervoor een grondclassificatie opgesteld, waaraan eigenschappen van het geotextiel aan worden gekoppeld, en overzichtelijk in een tabel kunnen worden weergegeven. De grondclassificatie is in de volgende paragrafen nader toegelicht.

1.1 Grondclassificaties Nederland

De in Nederland gebruikelijke grondsoorten met bijbehorende zeefkrommen zijn in figuur 1.1 weergegeven, het bereik van deze figuur is van klei (> 0,001 mm) tot grof grind (< 80 mm). Hieruit blijkt dat er een vijftal grondsoorten in Nederland worden onderscheiden, dit zijn zware klei, zandige klei, zand, zandig grind en grind. De grondsoorten verschillen in korrelfracties, ongedraineerde schuifsterkte en plasticiteit index.



Figuur 1.1: Overzicht van zeefkrommen in de Nederlandse grondsoorten. [1]

De grondsoorten in Nederland kunnen onderverdeeld worden in de volgende grondsoorten:

- Niet-cohesieve grondsoorten;
- Cohesieve grondsoorten.

1.2 Grondclassificaties Duitsland

In de Duitse methodiek, verwezen naar [2], [3] en [4], worden aan de hand van een classificatiesysteem van de ondergrond, eisen gesteld aan geotextielen. Dit classificatiesysteem is gebaseerd op de meest voorkomende en/of toegepaste grondsoorten in de Duitse waterbouw. De indeling van de grondclassificaties in Duitsland is aan de hand van het bereik wat volgde uit de zeefkrommen ingedeeld. De ondergrond is op basis van de vier bodemtypes onderverdeeld in één van de volgende figuren (1.2.a, 1.2.b, 1.2.c en 1.2.d). Het bereik van de grondclassificaties dat aanwezig is bestaat uit niet-cohesieve en lage cohesieve gronden, wat loopt van zilt tot grind en is gebaseerd op de korrelgrootte.

In de figuren van de grondclassificaties zijn de zeefkrommes weergegeven binnen enkele grenzen. Deze grenzen zijn in het verleden door een werkgroep vastgesteld op basis van empirische onderzoeken en ervaringen. De grenzen geven de scheiding tussen gronden die voldoen en gronden die niet voldoen of discutabel zijn. Hiermee wordt bedoeld op de eigenschappen die het geotextiel als gevolg van de ondergrond dient te hebben. Wanneer een grondsoort behoort tot het links gelegen gebied van de linkergrens wordt deze als cohesief beschouwd. Dit betekent dat wanneer een

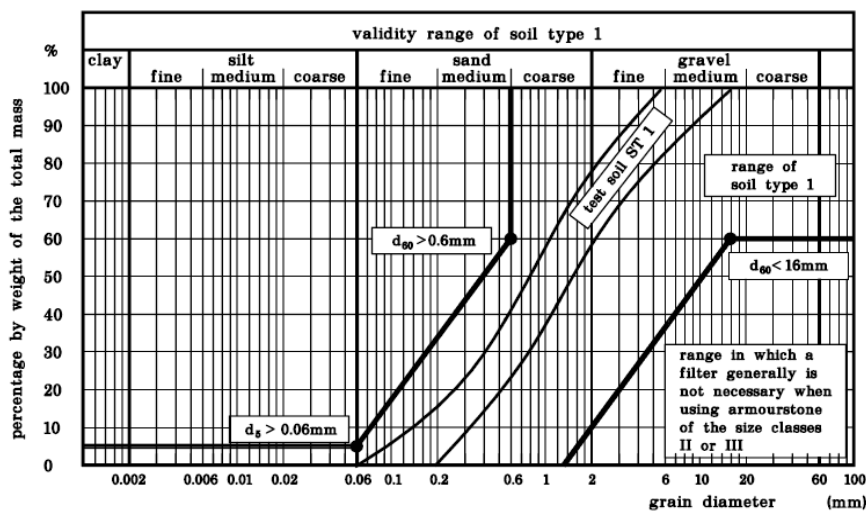
grondsoort cohesief is dat deze niet mobiel is en niet door het filter gaat. Het gebied rechts van de rechtergrens wordt als grind gekenmerkt wat nagenoeg niet wordt toegepast als ondergrond. Hier zijn geen onderzoeken naar verricht en wordt verder geen rekening mee gehouden.

Wanneer een ondergrond bestaat uit een zeefkromme die de grenzen van het geldigheidsbereik van een grondtype overschrijdt, moet het geotextiele filter worden ontworpen voor alle grondtypen waarvan het geldigheidsbereik wordt doorsneden door de korrelfracties d_5 en d_{60} van de zeefkromme. Met andere woorden alle gerelateerde eisen aan het geotextiel zijn dan van toepassing, waarbij maatgevende eisen worden aangehouden.

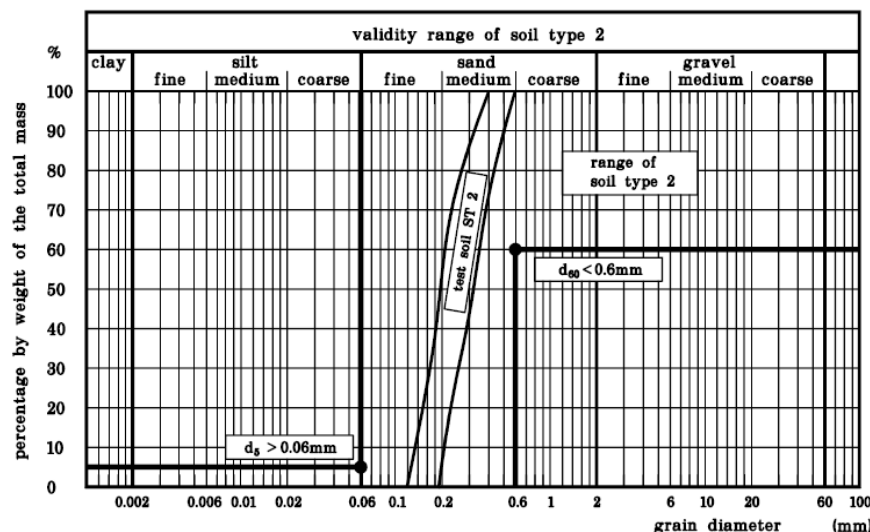
Naast de vier grondclassificaties die bestaan uit niet-cohesieve en lage cohesieve gronden, worden er ook nog een tweetal grondtypes toegepast die bestaan uit cohesieve gronden, deze gronden zijn gebaseerd op de uniformiteitscoëfficiënt (c_u) en de plasticiteitsindex (I_p). De onderverdeling is als volgt:

1. Cohesieve gronden met $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$ en $I_p \geq 0,15$
2. Cohesieve gronden met $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ en $I_p < 0,15$

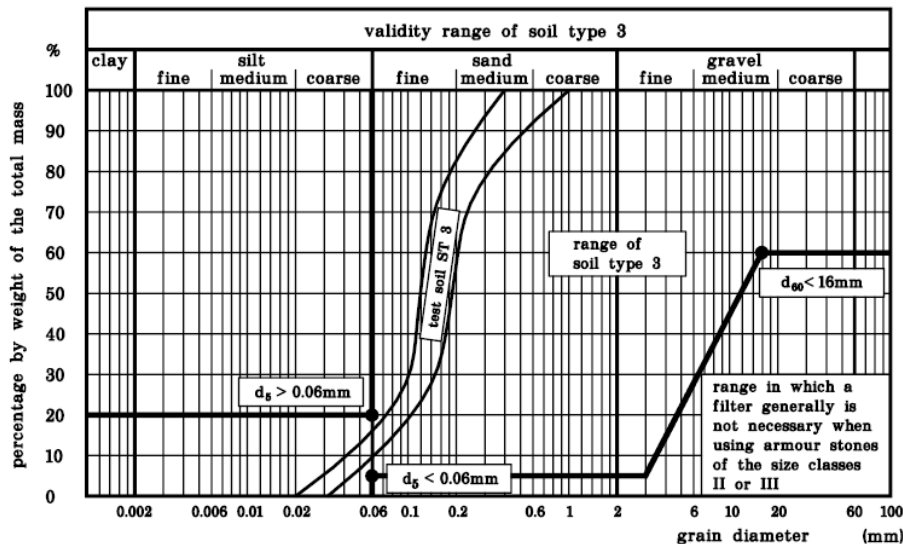
Bij onbekende c_u en I_p met de reden dat er geen onderzoek naar is uitgevoerd, wordt volgens de "Bundesanstalt für Wasserbau" aangenomen dat de cohesieve gronden dezelfde waarden hebben als grondclassificatie vier.



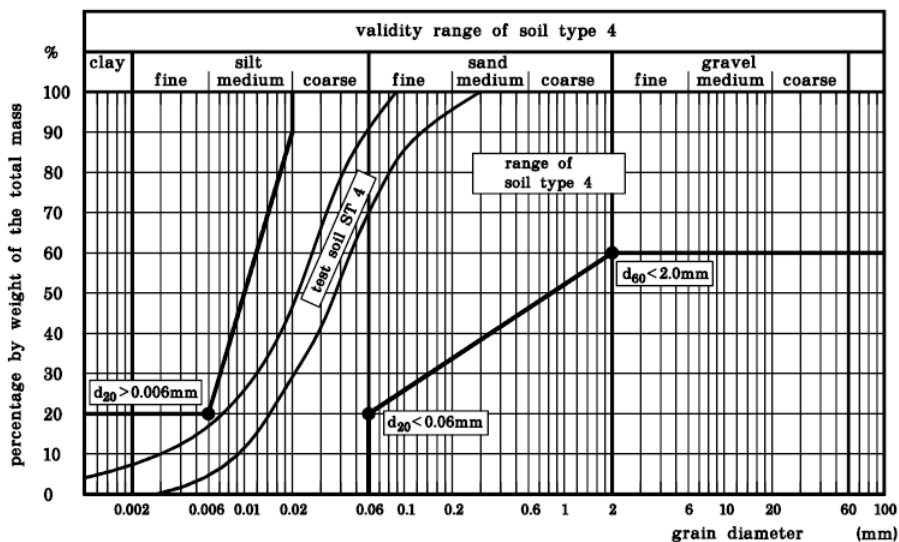
Figuur 1.2.a: Grondclassificatie 1. [2]



Figuur 1.2.b: Grondclassificatie 2. [2]



Figuur 1.2.c: Grondclassificatie 3. [2]



Figuur 1.2.d: Grondclassificatie 4. [2]

1.3 Omzetten Duits naar Nederlands

Voor de eenvoudige ontwerpmethodiek zal bepaald worden of de Duitse methodiek omgezet kan worden naar de Nederlandse methodiek. Ten behoeve van de eenvoudige ontwerpmethodiek dient de korrelverdeling van de ondergrond bekend te zijn, hierbij gaat het voornamelijk om de laag die zich bevindt aan de oppervlakte (laag van ca. 0,50 meter). Deze laag zal namelijk de grootste weerstand moeten bieden gedurende de gebruiksfase, zoals de weerstand tegen erosie van de onderliggende laag. De onderlaag kan bestaan uit niet-cohesieve gronden en cohesieve gronden.

1.3.1 Niet-cohesieve grondsoorten

De niet samenhangende gronden zijn onderverdeeld in de grondclassificaties 1 t/m 4 (zie figuur 1.2.a, 1.2.b, 1.2.c en 1.2.d), deze grondclassificaties zullen beoordeeld moeten worden of deze omgezet kunnen worden naar de Nederlandse methodiek. In tabel 1.1 zijn de grondclassificaties zoals Duitsland ze toepast met het bereik en de Nederlandse grondsoorten die hiermee overeenkomen weergegeven.

Tabel 1.1: Vergelijking Duitse grondclassificatie met Nederlandse grondsoorten (niet-cohesief)

Duitse grondsoorten		Nederlandse grondsoorten		Samenvoeging	
Grondtype	Bereik	Grondsoort	Bereik	Nederlandse zeefkrommen in Duits bereik	
1. Zandig grind en grind (grofkorrelig)	- $d_5 > 0,06$ mm - $d_5 < 1,5$ mm - $d_{60} > 0,6$ mm - $d_{60} < 16$ mm	Zandig grind Grind	- $d_5 = 0,15$ mm - $d_{60} = 4,5$ mm - $d_5 = 1,2$ mm - $d_{60} = 12$ mm		
2. Zand (uniform)	- $d_5 > 0,06$ mm - $d_5 < 0,6$ mm - $d_{60} < 0,6$ mm - $d_{60} > 0,06$ mm	Zand	- $d_5 = 0,015$ mm - $d_{60} = 0,25$ mm		
3. Zand tot grind (middel tot grofkorrelig)	- $d_5 < 0,06$ mm - $d_{60} > 0,06$ mm - $d_{60} < 16$ mm	Zand Zandig grind Grind	- $d_5 = 0,015$ mm - $d_{60} = 0,25$ mm - $d_5 = 0,15$ mm - $d_{60} = 4,5$ mm - $d_5 = 1,2$ mm - $d_{60} = 12$ mm		
4. Zandige klei (fijnkorrelig)	- $d_{20} > 0,006$ mm - $d_{20} < 0,06$ mm - $d_{60} > 0,012$ mm - $d_{60} < 2,0$ mm	Zandige klei Zand	- $d_{20} = 0,003$ mm - $d_{60} = 0,07$ mm - $d_{20} = 0,045$ mm - $d_{60} = 0,25$ mm		

In tabel 1.1 zijn de Nederlandse grondsoorten weergegeven die overeenkomen met de Duitse grondtypen. In de figuren ernaast is te zien welke Nederlandse grondsoorten binnen het bereik van de Duitse grondtypen vallen. In de Duitse methode is bij de grondtypen onderscheid gemaakt met betrekking tot de grofheid van de korrels. Hierbij is grondtype 1 kenmerkend voor de grofkorrelige grondsoorten (zanderig grind en grind) en grondtype 4 voor de fijnkorrelige grondsoorten (zandige klei). Voor grondsoorten die tussen de grenzen van de fijn- en grofkorrelige grondsoorten vallen geldt grondtype 3. Voor grondtype 2 gelden zandige grondsoorten waarvan in de waterbouw veel gebruik wordt gemaakt. Bij dit grondtype staat de uniformiteit centraal waardoor deze grondsoorten geen grote hoeveelheid aan kleine en grote korrelfractie bevatten.

Bepalend voor het bereik van de grondtypen waarvan de “Bundesanstalt für Wasserbau” gebruik maakt zijn de korrelfracties d_5 , d_{20} en d_{60} . Dit betekent dat de minimale en maximale waarden van deze korrelfracties maatgevend zijn voor het bepalen of een grondsoort tot een bepaald grondtype hoort. In tabel 1.2 zijn de minimale en maximale waarden van deze korrelfracties gegeven van zowel de Duitse grondtypen als de Nederlandse grondsoorten. Wanneer deze met elkaar worden vergeleken valt op dat de korrelfracties d_5 , d_{20} en d_{60} van de Nederlandse grondsoorten binnen de maatgevende korrelfracties van de Duitse grondtypen vallen. Gesteld kan worden dat de Nederlandse grondsoorten overeen komen met de Duitse grondtypen en dat de grondclassificatie volgens de “Bundesanstalt für Wasserbau” kan worden omgezet naar de Nederlandse methodiek.

1.3.2 Cohesieve grondsoorten

Naast de vier grondclassificaties betreffende de niet-cohesieve gronden, is er tevens een onderverdeling betreffende de cohesieve gronden. Er zal beoordeeld moeten worden of het mogelijk is om deze om te zetten naar de Nederlandse ontwerpmethodiek. In tabel 1.2 zijn de cohesieve gronden zoals Duitsland ze toepast met het bereik en de Nederlandse grondsoorten (volgens de NEN 6740) die hiermee overeenkomen weergegeven.

Tabel 1.2: Vergelijking Duitse grondclassificatie met Nederlandse grondsoorten (cohesief)

Grondclassificaties	Bereik	Nederlandse grondsoorten	Waarden op basis van c_u (NEN 6740)
Samenhangende gronden	$c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$ en $I_p \geq 0,15$	Zware klei	10 – 200 kN/m^2
Samenhangende gronden	$c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ en $I_p < 0,15$	Zandige klei	0 – 10 kN/m^2

De cohesieve gronden zijn gebaseerd en onderverdeeld op basis van de c_u (uniformiteitscoëfficiënt) en de I_p (plasticiteitindex), echter voor de eenvoudige Nederlandse ontwerpmethodiek zullen er geen onderzoeken uitgevoerd worden die ingaan op de c_u en de I_p . Dit heeft daarentegen geen invloed op het ontwerp van de geotextielen, omdat bij cohesieve grondsoorten, zoals klei en silt, de interne stabiliteit sterk bepaald wordt door de samenhang (cohesie). Er geldt als basisregel dat de grondsoort stabiel is wanneer de cohesie groter is. De cohesieve gronden bestaan alleen uit zeer kleine deeltjes, echter is door de cohesieve krachten het werkelijke gedrag van de samenhangende gronden anders dan verwacht. De erosie vindt namelijk eerder plaats in de vorm van brokjes met een grootte van enkele millimeters, dan in de vorm van afzonderlijke deeltjes. Kijkende naar de openingsgrootte van het geotextiel kan deze als het ware groter zijn dan de klein(st)e gronddeeltjes van de cohesieve grond. Het ontwerpen op basis van de niet-cohesieve gronden geeft dus een veilige waarde wat betreft de eigenschappen aan het geotextiel, de cohesieve gronden vallen onder de grondclassificatie vier. Deze eigenschappen van deze grondclassificatie komen het meest overeen met cohesieve gronden.

1.3.3 Conclusie

Betreffende de niet-cohesieve en cohesieve gronden kan er worden gesteld dat de Duitse grondclassificaties omgezet kunnen worden naar de eenvoudige ontwerpmethodiek in Nederland (CUR, 2003). De reden hiervoor is dat ze overeenkomen met de Nederlandse grondsoorten zware

klei, zandige klei, zand, zandig grind en grind. De graderingskromme is hierdoor nagenoeg hetzelfde waardoor dezelfde bereiken kunnen worden aangehouden voor de grondclassificatie. De eenvoudige methode zal grove aannames veronderstellen omfattende de eisen van de toe te passen geotextiel, waardoor specifieke parameters zoals de doorlatendheid van de ondergrond niet nodig zullen zijn.

1.4 Eenvoudige methode

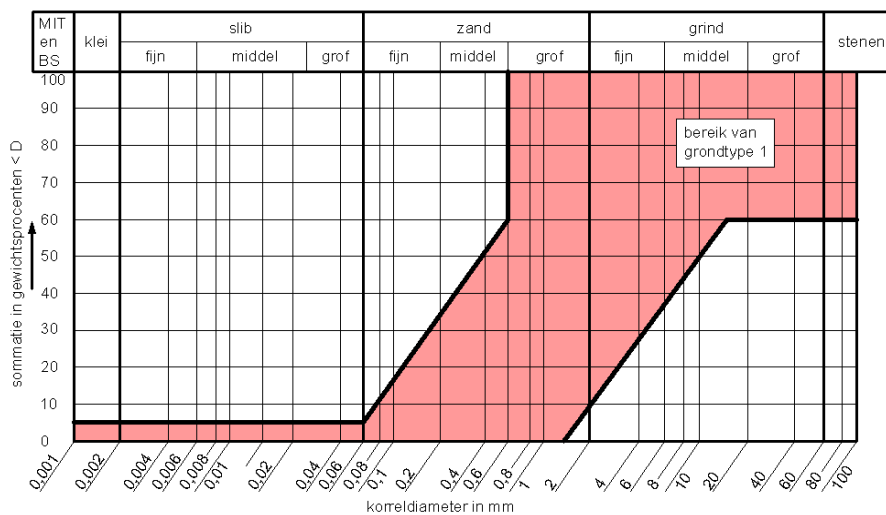
De Duitse methodiek betreffende de grondclassificatie kan omgezet worden naar de Nederlandse methodiek. Onderstaande beschrijving gaat in op het bepalen van de grondklasse.

1.4.1 Onderzoeksmethoden

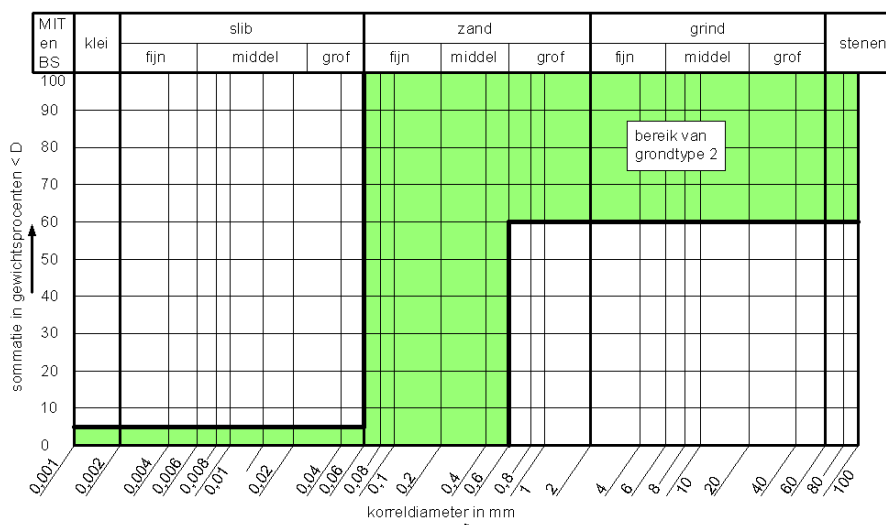
Het onderzoek wat uitgevoerd dient te worden voor het bepalen van de grondklasse van de ondergrond, zal enkel geschieden door middel van een zeefproef. Uit deze zeefproef komt de korrelverdeling naar voren van de grond die de basis vormt voor het bepalen van de eigenschappen met betrekking op de functionele aspecten van het geotextiel. De zeefproef wordt uitgevoerd volgens de NEN-EN-ISO 12956 'Determination of the characteristic opening size'.

1.4.2 Grondclassificaties

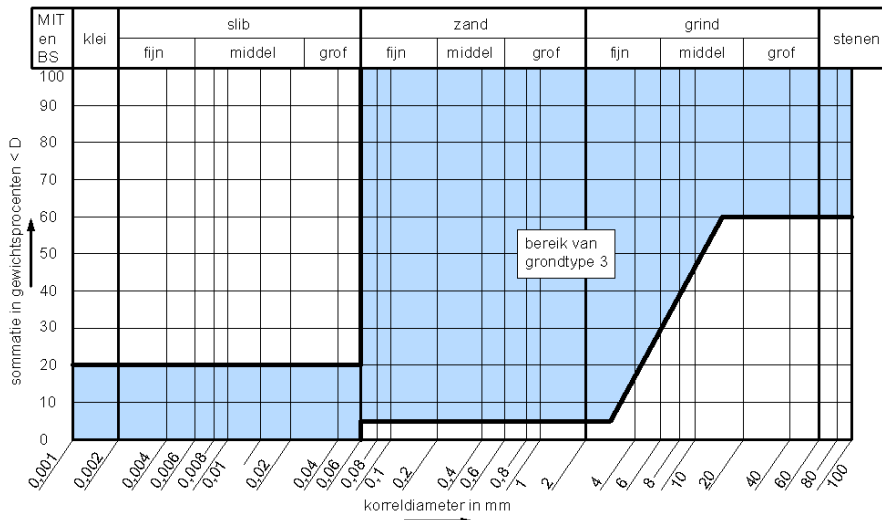
De grondclassificaties zijn enkel opgesteld op basis van de korrelverdeling die zijn voortgekomen uit de zeefproef. In de figuren 1.3.a, 1.3.b, 1.3.c en 1.3.d zijn de grondclassificaties ingedeeld.



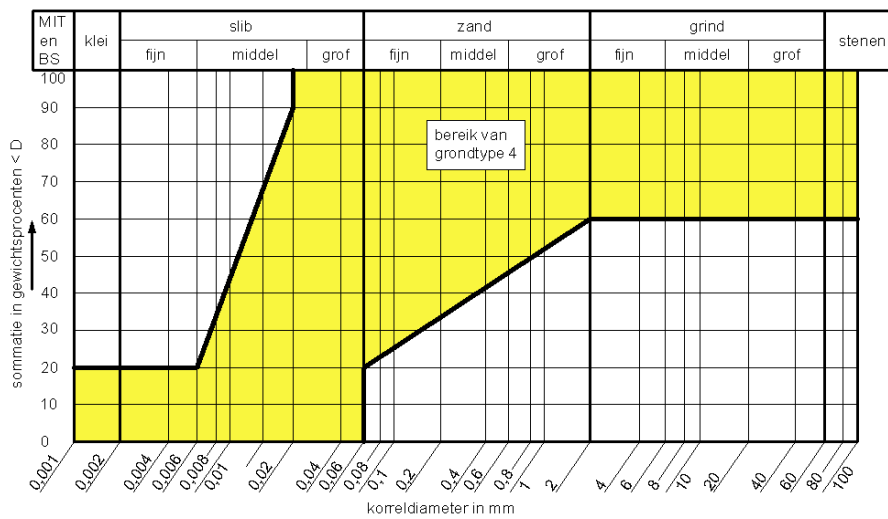
Figuur 1.3.a: Grondklasse 1: Zandig grind en grind



Figuur 1.3.b: Grondklasse 2: Uniform korrelig zand



Figuur 1.3.c: Grondklasse 3: Zand, zandig grind en grind



Figuur 1.3.d: Grondklasse 4: Zandig klei en zand (zowel cohesieve als niet-cohesieve gronden)

Literatuur

1. CURNET. (2009). *CUR-rapport 174: 'Geokunststoffen in de waterbouw - Tweede, herziene uitgave'*. Gouda: Stichting CURNET.
2. Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). *'Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)'*. Karlsruhe: BAW.
3. Bundesanstalt für Wasserbau. (1994). *'Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau (RPG)'*. Karlsruhe: BAW.
4. Bundesanstalt für Wasserbau. (2008). *Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte an Wasserstraßen (TLG)*. Karlsruhe: BAW.

Bijlage 2. Eenvoudige methode: Functionaliteit

In de huidige Nederlandse methodiek wordt ingegaan op de functionaliteit door middel van rekenregels. Eisen ten aanzien van de functionaliteit van het geotextiel zijn eisen die worden gesteld aan de functie die het geotextiel vervult na aanbrenging op de desbetreffende locatie. Echter voor de eenvoudige methode moeten eisen kunnen worden gesteld aan het geotextiel op basis van het grondtype door middel van tabellen. De Duitse methodiek heeft tabellen opgesteld wat betreft de functionaliteit en de robuustheid van het geotextiel. In deze paragraaf wordt de tabel voor de eisen ten aanzien van de functionaliteit omgezet naar de Nederlandse praktijk. De tabel gaat in op geotextielen die worden toegepast onder doorlatende en ondoorlatende toplagen. De Nederlandse methodiek gaat echter alleen in op toepassingen met waterdoorlatende toplagen. In tabel 2.1 is de tabel weergegeven die door de "Bundesanstalt für Wasserbau" wordt gehanteerd en is weergegeven in de MAG [1] voor het bepalen van minimale waarden voor de eigenschappen van geotextielen ten aanzien van de functionaliteit.

Tabel 2.1: Standaard vereisten aan filtratie eigenschappen van een geotextiel [1]

Onder een waterdoorlatende toplaag					
1	2	3	4		5
Nr.	Grondtype van ondergrond	Dikte filterlaag T (mm)	Toelaatbaar bodemverlies		K_n waarde vereist aan het geotextiel ⁵⁾ (m/s)
			Totaal uitgespoelde (M_t) grond ($g/184 \text{ cm}^2$) ¹⁾	Uitgespoelde grond (M_1) in laatste testfase ($g/184 \text{ cm}^2$) ¹⁾	
1	Grondtype 1	$T \geq 4,5$ ²⁾	$M_t \leq 300$ ³⁾	$M_1 \leq 30$	$K_n \geq 8 \cdot 10^{-4}$
2	Grondtype 2	$T \geq 4,5$ ²⁾			$K_n \geq 6 \cdot 10^{-4}$
3	Grondtype 3	$T \geq 4,5$			$K_n \geq 1 \cdot 10^{-4}$
4	Grondtype 4	$T \geq 6,0$			$K_n \geq 1 \cdot 10^{-7}$
5	Samenhangende grond $C_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$ en $I_p \geq 0,15$ ⁴⁾	Geen vereisten	Vereisten met betrekking tot bodemtypes 1-4 (vrije selectie) van toepassing		Vereisten met betrekking tot bodemtype 4 van toepassing
6	Samenhangende grond $C_u < 10 \text{ kN/m}^2$ of $I_p < 0,15$ ⁴⁾	Geen vereisten	Vereisten met betrekking tot bodemtype 4 toepassen		

¹⁾ Gram, gerelateerd aan het blootgestelde testgebied
²⁾ Is alleen geldig voor gradering die tot vermindering van waterdoorlatendheid leidt, kan door middel van verstopping of blokkeren
³⁾ $300 \text{ g} / 184 \text{ cm}^2 = 16,3 \text{ kg/m}^2$
⁴⁾ Waar C_u en I_p niet bekend zijn, vereisten met betrekking tot bodemtype 4 toepassen
⁵⁾ $h = 0,25 \text{ m}$

Aan de hand van de grondclassificaties wordt de ondergrond ingedeeld in één van de classificaties waardoor met behulp van bovenstaande tabel minimum waarden kunnen worden bepaald voor de eigenschappen van het geotextiel. Afhankelijk van het grondtype gelden er andere waarden voor de dikte van de filterlaag, het toelaatbaar grondverlies en de waterdoorlatendheid van het geotextiel.

2.1 Dikte geotextiel

Betreffende de dikte van de filterlaag in combinatie met de grondtypen zijn er in de Duitse methodiek drie dingen die opvallen, namelijk:

- Er wordt een minimale dikte vereist ten aanzien van de functionaliteit;
- Het verschil in diktes bij de niet-samenhangende gronden;
- Het verschil tussen de samenhangende en niet-samenhangende gronden.

Gezien de functie (filter- en scheidingsfunctie) van het geotextiel lijkt een minimale robuuste dikte overbodig en meer van toepassing gezien de uitvoering, waarover meer bij de eisen ten aanzien van de robuustheid. De dikte van het geotextiel is tevens gebaseerd op de waterdoorlatendheid van het geotextiel. Het ontwerpen van het filter conform de Duitse methodiek is gebaseerd op het verwantschap met granulaire filters. Granulaire filters hebben namelijk poriën en een dikte waardoor vliezen (non-wovens) vergelijkbaar zijn, de Duitse methodiek is mede door deze gedachte voornamelijk gebaseerd is op vliezen. Vliezen hebben een derde dimensie door de dikte waardoor korrels in het geotextiel kunnen vast komen te zitten. Omdat de korrels door de fibers van het vlies worden gestopt zullen deze niet door het geotextiel heen gaan. Wanneer grondkorrels zich door hydraulische invloeden achterblijven in het vlies zal na verloop van tijd een stabiele situatie ontstaan. Het geotextiel zal 'verzadigd' zijn en het vestigen van grond zal niet verder toenemen. Het opnemen van de korrel in het geotextiel wordt ook wel "diepe filtratie" genoemd en vormt de basis voor het ontwerp van het filter. Diepe filtratie van korrels is geen probleem echter de waterdoorlatendheid kan mogelijk worden gereduceerd. Wanneer de korrels zich niet in het geotextiel vestigen, door een te kleine openingsgrootte, worden deze tegengehouden aan het oppervlak van het geotextiel en leiden tot een filterkoek. In de Duitse methodiek wordt uitgegaan dat weefsels vergelijkbaar zijn met zeven met gelijke of ongelijke openingen. Hierdoor is er geen mogelijkheid om de korrels in het geotextiel te laten bewegen, omdat er geen weg is om in het geotextiel te gaan maar alleen door het geotextiel. De affiniteit van granulaire filters wordt alleen bereikt door de filtratielengte (dikte) van vliezen of composiet materialen. De dikte en poriestructuur van een geotextiel moeten een diepe filtratie garanderen analoog aan een mineraal korrelfilter. Tevens wordt een formatie van een filterkoek ter plaatse van het contactoppervlak tussen de grond en het filter voorkomen, waardoor fenomenen als blocking en clogging worden vermeden en de waterdoorlatendheid gewaarborgd blijft tijdens de gebruiksfase. De dikte en poriegrootteverdeling van geotextiele filters hebben een belangrijke invloed op de filterstabiliteit. Met betrekking tot de filtereigenschappen, moeten de weefsels op een andere manier worden behandeld als gevolg van eventuele verschillen in hun structuur. In dit opzicht spelen de filtratielengte en de dikte van het geotextiel een cruciale rol. Met het vergroten van de belasting is een grotere totale dikte nodig.

De primaire gedachte is dat door een dikker vlies de cloggingsweg wordt verlengd waardoor er minder materiaal zal uitspoelen en de kans op clogging en blocking kleiner is. Door het toepassen van een dikker geotextiel worden er meerdere open ruimten gecreëerd waar het fijne materiaal zich kan vestigen. Door de grote hoeveelheid aan open ruimten blijft het waterdoorlatend vermogen van het geotextiel behouden. Tevens is de samendrukbaarheid van het geotextiel minder vanwege de korrels in de poriën wat tevens zorgt voor behoud van de waterdoorlatendheid. De poriën van filters moeten zo groot mogelijk worden ontworpen. De Duitse methodiek conform tabellen is gebaseerd op vliezen (non-wovens).

Tussen de niet-samenhangende grondtypen zijn verschillende waarden gegeven voor de minimale dikte van het geotextiel. Voor grondtype één, twee en drie wordt een minimale dikte van 4,5 mm vereist en voor grondtype vier is dat minimaal 6 mm. Dit verschil zit in de desbetreffende grondsoort, namelijk in de korrelgradering. Grondclassificatie vier is kenmerkend voor de fijne korrelgegradeerde, niet-samenhangende grondsoorten. Dit betekent dat deze grondsoorten zeer mobiel zijn zodat blocking en clogging sneller optreden waardoor een grotere cloggingsweg benodigd is. Om deze te verkrijgen dient het geotextiel dikker te zijn. Wat betreft de grondclassificaties één, twee en drie wordt een minder dik geotextiel vereist. De grondsoorten die onder deze grondclassificaties vallen hebben een grovere korrelgradering. Bij een grove korrelgradering is er een kleine hoeveelheid fijne korrelfractie aanwezig. Hierdoor zal er minder grond uitspoelen waardoor blocking en clogging minder snel optreden dan bij grondsoorten uit grondclassificatie vier. Opmerkelijk is dat voor de drie

grondclassificaties dezelfde waarde wordt aangehouden. Gezien het korrelbereik van de grondclassificaties valt op dat het bereik van grondtypen één en twee in het bereik van grondtype drie ligt. Grondtype drie heeft een overkoepelend bereik gezien grondtypen één en twee en gaat in op grondsoorten met een fijnere korrelfractie. Hieruit valt op te maken dat grondtype één en twee, welke beschikken over een grovere korrelgradering met minder gevaar voor blocking en clogging, voldoen wanneer grondtype drie voldoet. Hierdoor is de minimale dikte van het geotextiel ten gevolge van grondtype drie als maatgevend bevonden en wordt voor grondtype één en twee dezelfde waarde gehanteerd. Dit geldt overigens niet voor andere eigenschappen van het geotextiel zoals de waterdoorlatendheid, zie paragraaf 2.3.

Verskil tussen de samenhangende en niet-samenhangende gronden is dat voor de niet-samenhangende grondtypen wel een minimale dikte wordt vereist van het geotextiel, en voor samenhangende gronden niet. Omdat cohesieve grondsoorten samenhangend zijn betekent dit dat er sprake is van een lage mobiliteit. Een lage mobiliteit zorgt ervoor dat er geen onderling verloop is van deeltjes waardoor uitspoeling minder gauw optreedt. Hierdoor is op cohesieve gronden een filterlaag niet benodigd waarbij het geotextiel als scheidingslaag dient. Deze dient echter wel aan de eis van waterdoorlatendheid te voldoen. Doordat het geotextiel op samenhangende gronden enkel als scheidingslaag functioneert worden hierdoor geen eisen gesteld aan de dikte van het geotextiel.

Omzetten Duits naar Nederlands

De dikte is sterk gerelateerd aan het behouden van de doorlatendheid van het geotextiel. Er kan worden gesteld dat bij toepassing van een dunner materiaal er minder poriën aanwezig zijn, waardoor er een grotere kans is op vermindering van de doorlatendheid door het dichtslippen van de poriën van het geotextiel.

In Duitsland worden, tot in tegenstelling tot de in Nederland gebruikte weefsels, veelal vliezen toegepast. Zo ook zijn de minimale diktes van het geotextiel bepaald op basis van empirische onderzoeken en ervaringen met vliezen. Weefsels zijn dunne geotextielen die bestaan uit in elkaar geweven garens of bandjes. Deze zijn dermate dun dat er geen buffer is wanneer een korrel door het weefsel heen is, hetgeen bij een vlies wel het geval is. De waarden betreffende de dikte van het geotextiel in tabel 2.1 gelden alleen voor vliezen en zijn niet van toepassing op weefsels.

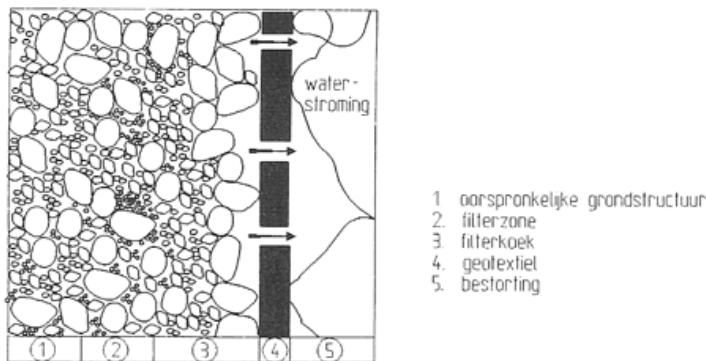
De functionaliteit van een geotextiel wordt gekenmerkt door de waterdoorlatendheid en gronddichtheid. Aan beide eigenschappen worden door middel van de Duitse methodiek eisen gesteld. De dikte van het geotextiel met betrekking op de vliezen heeft deze geen toegevoegde waarde wat betreft de functionaliteit van het geotextiel. Gevaar voor fenomenen als clogging en blocking worden weggenomen door het juist ontwerpen van de eigenschappen waterdoorlatendheid en gronddichtheid. Bij hantering van de omgezette waarden voor de Nederlandse praktijk voor de gronddichtheid en waterdoorlatendheid voldoet het geotextiel op functionaliteit. De waarden voor de dikte van het geotextiele vlies zoals gehanteerd in de Duitse methode zullen niet worden omgezet naar de Nederlandse praktijk. Hierdoor wordt de Duitse methode toepasbaar gemaakt voor zowel vliezen als weefsels.

2.2 Toelaatbaar grondverlies

In de Duitse methodiek wordt met behulp van de methode op basis van tabellen naast de dikte van het geotextiel ook ingegaan op de zanddichtheid. Waarden gesteld aan de zanddichtheid van een geotextiel geven een indicatie van de hoeveelheid grond die mag uitspoelen.

Voor het bepalen van maatgevende waarden voor de hoeveelheid grond die mag uitspoelen is uitgegaan van het natuurlijk filter. De ondergrond van het toegepaste geotextiel bevat altijd een kleinere korrelfractie dan de openingsgrootte wat leidt tot een uitspoeling van de fijne korrelfractie.

Hierbij blijven de grotere korrels achter die een brug vormen achter de porie van het geotextiel en houden achterliggende grond tegen terwijl het water er wel doorheen stroomt, zie figuur 2.1.



Figuur 2.1: Opbouw van een natuurlijk filter [2]

Wanneer dit natuurlijk filter is bereikt vindt er geen uitspoeling meer plaats en is een stabiel filter gevormd. Door empirische onderzoeken is veel onderzoek gedaan met behulp van verscheidene grondsoorten en geotextielen. Hierdoor is veel ervaring opgedaan wat betreft het verkrijgen van een natuurlijk filter en het tegengaan van uitspoeling achter het filter, waardoor een maatgevende waarde is bepaald voor de totale hoeveelheid grond die mag uitspoelen. Voor de maximaal toegestane hoeveelhedspecificaties is er onderscheid gemaakt in de totale hoeveelheid grond die door het geotextiel gaat en de hoeveelheid grond die in de laatste testfase door het geotextiel gaat. De totale hoeveelheid grond die uitspoelt is van belang voor wat betreft het verkrijgen van de filterstabiliteit. De hoeveelheid grond die uitspoelt tijdens de laatste fase is van belang voor wanneer geen stabiele filtersnelheid is bereikt. Aan de hand van de hellingen van de grafieken in figuur 2.5 en 2.6 kan dan worden bepaald in hoeverre het krijgen van een stabiele filtersnelheid is bereikt.

2.2.1 Omzetten Duits naar Nederlands

Door middel van empirische onderzoeken zijn in de Duitse methodiek waarden bepaald voor de maximale hoeveelheid grond die door het geotextiel uitspoelt, namelijk een totaal grondverlies van 300 g/184 cm² en een grondverlies van 30 g/184 cm² in de laatste testfase. Hiervoor is gebruik gemaakt van de "Flow Through" test (FT-test) en de "Turbulent Flow" test (TF-test). Met behulp van deze testen is het minimaal toelaatbare grondverlies van het geotextiel bepaald, zie beschrijving testen hieronder voor meer informatie.

Flow Through Test

De flow through test, zie figuur 2.2, is gebruikt om de mechanische filterstabiliteit van geotextielen te testen voor het gebruik met zandige of licht ziltige gronden ($d_{20} \geq 0.06$ mm) die blootgesteld zijn aan afwisselende stromen door het materiaal. Aan de hand van de hoeveelheid grond die het geotextiel passeert kan de mechanische filterstabiliteit van geotextielen worden bepaald. De testmethode wordt alleen uitgevoerd met zandige tot licht ziltige grondsoorten met k-waarden $\geq 1 \cdot 10^{-5}$ m/s. Voor deze grondsoorten geldt dat door middel van deze test de betrouwbaarste resultaten worden verkregen. Grondsoorten met een kleinere k-waarde worden onderworpen aan de TF-test. Drie verschillende grondtypen worden gebruikt voor de test, namelijk grondtypen volgens de MAG [1]. In het testrapport komt het gebruikte type grond (korrelverdeling, k-waarde, etc.) en de grondpassage door het filter, uitgezet in een grafiek, naar voren. Voor een uitgebreidere beschrijving van deze test wordt verwezen naar de RPG [3].



Figuur 2.2: Flow through test

Turbulent Flow Test

De turbulent flow test, zie de figuur 2.3 en 2.4, wordt gebruikt voor het testen van de mechanische filtratiestabiliteit van geotextielen in combinatie met zeer fijn gegradeerde gronden ($d_{20} < 0.06$ mm) die blootgesteld worden aan externe turbulente stromingscondities. De mechanische filterstabiliteit van de testgrond, en van gelijke gronden met een gespecificeerd korrelbereik, wordt bepaald door het meten van de grondpassage door het filter in elke



Figuur 2.3: Turbulent flow test apparatuur

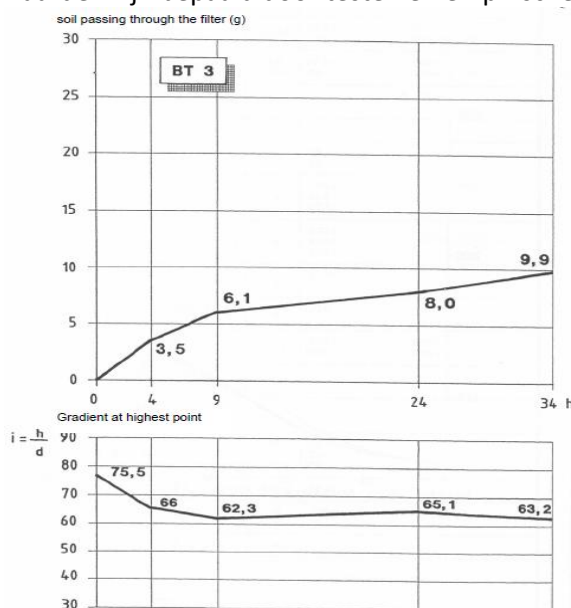
fase van de test. De testresultaten geven ook aan of de snelheid waarmee de grond door het geotextiel passeert stabiel is zoals benodigd is. De test simuleert de blootstelling van geotextielen aan turbulente omstandigheden zoals deze kunnen voorkomen bijvoorbeeld tijdens het passeren van een schip met een kritische hekgolf, etc. Hoewel, wanneer het filtermonster in de grond is geplaatst geven, in tegenstelling tot de blootstelling aan de gebruikelijke omstandigheden de testresultaten voorzichtige resultaten voor de grondpassage door het geotextiel. In het testrapport komt het gebruikte type grond (korrelverdeling, k-waarde, cohesie, plasticiteit, uniformiteit, etc.) en de grondpassage door het filter, uitgezet in een grafiek, naar voren. Voor een uitgebreidere beschrijving van deze test wordt verwezen naar de RPG [3].



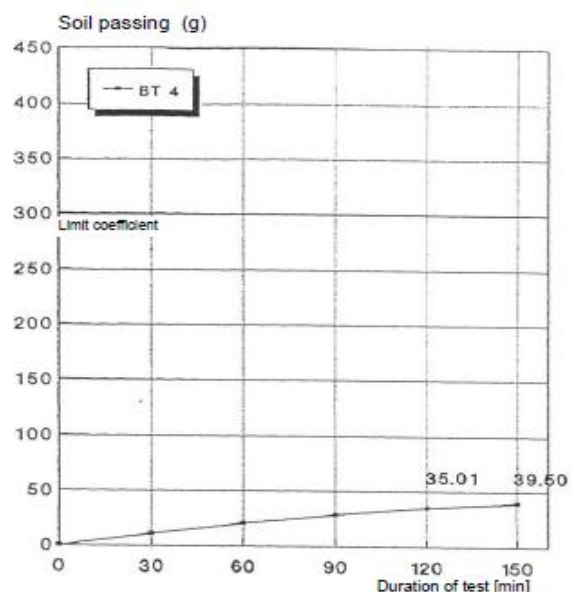
Figuur 2.4: Turbulent flow test

2.2.1.1 Niet-samenhangende gronden

Zoals in de beschrijving aangegeven is, gaat de FT-test in op de filterstabiliteit van geotextielen in combinatie met zandige en zwak siltige gronden, zoals grondtypen 1-3. Hierbij is er van uitgegaan dat de grondsoort met de fijnste korrelfractie maatgevend is, omdat de kleine fractie sneller door het geotextiel spoelt. Gezien de korrelgradering van de grondtypen is grondtype drie maatgevend uitgaande van de redenatie dat grondsoorten met een grovere korrelgradering aan de veilige kant zitten, waardoor grondtype één en twee voldoen. In figuur 2.5 zijn de resultaten weergegeven van de FT-test. Hieruit blijkt dat na 34 uur een gestabiliseerde filtratiesnelheid is bereikt en dat het grondverlies onder de toelaatbare waarden valt waardoor het geotextiel voldoet. De toelaatbare waarden zijn bepaald door testen en empirische kennis.



Figuur 2.5: Mechanische filterstabiliteit voor grondtype1-3. [3]



Figuur 2.6: Mechanische filterstabiliteit voor grondtype4. [3]

De TF-test gaat in op de filterstabiliteit van geotextielen in combinatie met fijn gegradeerde gronden, zoals grondtype vier. In figuur 2.6 zijn de resultaten van de TF-test weergegeven. Hieruit blijkt dat na 150 minuten een gestabiliseerde filtratiesnelheid is bereikt en dat het grondverlies onder de toelaatbare waarden valt waardoor het geotextiel voldoet.

In de MAG [1] wordt aangegeven dat het toelaatbare grondverlies door de FT methode tot op heden om veiligheidsredenen is vastgesteld op 25 g vanwege het kleine aantal testcycli in vergelijking met de TF methode. Zie op de grafieken met de gegevens van het grondverlies, is het grondverlies van grondtype vier groter en hierdoor maatgevend. Omdat studies met meerdere belastingsfasen geen aanzienlijke vergroting van de hoeveelheid grondverlies hadden, zijn de grenswaarden gelijkgesteld met die van grondtype vier. Hierdoor wordt voor de maatgevende grondsoort (grondtype vier) aan de zanddichtheid van het geotextiel voldaan en is aan de grondtypen 1-3 extra veiligheid verbonden.

2.2.1.2 Samenhangende gronden

Voor grondtype vijf en zes geldt dat deze gronden over een fijne korrelgradering beschikken en cohesief zijn. Door de cohesie van de grond zijn de korrels niet mobiel en zullen de korrels niet afzonderlijk uitspoelen maar in brokjes met een grootte van enkele millimeters. Grondtypen vijf en zes spoelen hierdoor minder snel uit dan grondtype vier. Bij de samenhangende gronden wordt onderscheid gemaakt in:

- Licht cohesieve grondsoort:
 - $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$
 - $I_p \geq 0,15$
- Cohesieve grondsoort:
 - $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$
 - $I_p < 0,15$

De licht cohesieve grondsoorten bevatten een grovere gradering en zijn getest met de FT-methode. Voor de zwaardere cohesieve grondsoorten geldt dat een fijnere gradering aanwezig is waardoor van de TF-methode is gebruik gemaakt.

Minder filtratie eisen gelden voor cohesieve gronden, afhankelijk van de zichtbare cohesie en plasticiteitindex. Wanneer $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$ en $I_p \geq 0,15$, gebaseerd op resultaten van de FT- en TF-test, zal elk geotextiel dat voldoet aan de eisen van het toelaatbare grondverlies van één van de grondsoorten 1-4 is geschikt zijn als filter. Wanneer $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ of $I_p < 0,15$ zal elk geotextiel dat voldoet aan het toelaatbare grondverlies geldig voor grondtype vier, geschikt zijn als filter.

2.2.1.3 Conclusie

Op basis van de grondsoorten uit de grondclassificatie zijn met behulp van de FT- en TF-methode empirische waarden bepaald voor de hoeveelheid grond die uit mag spoelen, oftewel de gronddichtheid van het geotextiel. Gezien de Nederlandse grondclassificatie die is opgezet op basis van de Duitse methodiek in sterke mate overeen komt, kan worden geconcludeerd dat ook de eis aan gronddichtheid van het geotextiel omgezet kan worden naar de Nederlandse methodiek.

2.2.2 Eenvoudige methode

De Duitse methodiek betreffende de gronddichtheid kan omgezet worden naar de Nederlandse methodiek. Voor het bepalen van de gronddichtheid van het geotextiel dient een zeefkromme-analyse van de ondergrond te worden uitgevoerd. Aan de hand hiervan wordt bepaald in welke grondclassificatie de ondergrond valt waarna met een tabel het toelaatbare grondverlies kan worden afgelezen. Aan de hand van de eis met betrekking tot het toelaatbare grondverlies en andere eigenschappen wordt een geotextiel bepaald dat zal worden toegepast in een desbetreffend project. Door middel van de TF- of de FT-test wordt getest of het geotextiel voldoet aan de toelaatbare waarden. Wanneer deze niet voldoet dient een ander geotextiel te worden genomen.

2.3 Waterdoorlatendheid geotextiel

In Duitsland wordt de desbetreffende grond ingedeeld in één van de zes grondclassificaties waaraan een minimale doorlatendheid voor het geotextiel is verbonden. De waarden gegeven in de MAG tabel 2 [1] zijn ontleend aan de waterdoorlatendheden van de testgronden vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor. Afhankelijk van het grondtype is er meer of minder gevaar voor het optreden van mechanismen zoals blocking, blinding en clogging, wat de veiligheidsfactor beïnvloedt.

Op basis van in het verleden uitgevoerde testen met diverse gronden is een indeling gemaakt in grondtypes. Van de gronden waarvan gebruik is gemaakt voor het maken van de indeling in grondtypen is ook de waterdoorlatendheid bepaald. Op grond hiervan zijn er minimale waterdoorlatendheden bepaald die het geotextiel dient te hebben wil het met het desbetreffende grondtype goed functioneren. In tabel 2.2 zijn de doorlatendheden gerelateerd aan de grondtypen van de Duitse methodiek weergegeven. Ziende op deze tabel liggen de k-waarden van grondtype 1-3 dicht bij elkaar, terwijl voor grondtype vier een veel kleinere waterdoorlatendheid is aangehouden. Dit komt doordat grondtypen 1-3 kenmerkend zijn voor de grondsoorten met een grovere korreldiameter zoals zand en grind. Door de grove korrelgradering hebben deze grondsoorten vaak een hogere waterdoorlatendheid en verschillen deze niet veel van elkaar. Gezien de zeefkrommes van de testgronden is een klein verschil in waterdoorlatendheid begrijpelijk. Voor grondtype vier geldt dat deze kenmerkend is voor de fijnere korrelfractie waardoor minder poriën in de grond aanwezig zijn en een kleine waterdoorlatendheid van toepassing is. Voor grondtype vijf en zes geldt dat deze gronden over een fijne korrelgradering beschikken en cohesief zijn. Vanwege de kleine korrelgradering bevatten deze grondsoorten een lage waterdoorlatendheid. Door de cohesie van de grond zijn de korrels niet mobiel en zullen de korrels niet afzonderlijk uitspoelen maar in brokjes met een grootte van enkele millimeters. Grondtypen vijf en zes spoelen minder snel uit dan grondtype vier waardoor de minimale waterdoorlatendheid van grondtype vier kan worden aangehouden voor de cohesieve gronden.

2.3.1 Omzetten Duits naar Nederlands

Voor het opzetten van een ontwerpmethodiek bestaande uit een eenvoudige, gedetailleerde en geavanceerde methode is het maken van een ontwerp volgens tabellen een geschikte wijze voor de eenvoudige methode. De eenvoudige wijze, namelijk met behulp van tabellen, waarop in buurland Duitsland een ontwerp gemaakt wordt voor het geotextiel spreekt hierdoor enorm aan. De vraag die boven komt drijven is of de Duitse methode, voor het bepalen van de waterdoorlatendheid van een geotextiel, toepasbaar is op de Nederlandse praktijk.

In tegenstelling tot het gebruik van voornamelijk weefsels in Nederland past de Duitse praktijk veelal vliezen toe. Rond het jaar 1970 zijn er testen ontwikkeld waarmee empirisch de waterdoorlatendheid van geotextiele vliezen kon worden bepaald. Met behulp van deze testen en testgronden, zie MAG [1] voor grondtypes, zijn op basis van praktijkwaarnemingen en ervaringen (empirische onderzoeken) waarden bepaald voor de waterdoorlatendheid van een geotextiel. In deze tijd was de beschikbare kennis en apparatuur minimaal waardoor een beperkte mate van betrouwbaarheid in de waarden aanwezig is. Het empirische resultaat is aan het onderzoek gekoppeld en is niet gebaseerd op een uitgewerkte theoretische onderbouwing. In de jaren erna is door een werkgroep, de zogenaamde AK 14, een analyse uitgevoerd naar deze testen en resultaten hiervan waarbij waarden zijn vastgesteld voor de minimale vereiste waterdoorlatendheden van geotextielen, gerelateerd aan de grondtypen. De waarden zijn bepaald met de gedachte dat veiligheid van de constructie is gewaarborgd bij gebruik van deze waarden. Deze waarden zijn in de MAG [1] opgenomen en worden tot op de dag van vandaag gehanteerd. De techniek heeft echter niet stil gestaan waardoor kennis is toegenomen en apparatuur is verbeterd. Vanwege de beschikbare kennis en apparatuur en het feit dat de waarden bepaald zijn op empirische resultaten zijn deze discutabel.

Het bepalen van de waterdoorlatendheid van een geotextiel conform de Duitse methodiek is mogelijk op basis van tabellen. In deze tabellen is een minimale waterdoorlatendheid voor het geotextiel bepaald door de waterdoorlatendheid van de ondergrond te vermenigvuldigen met een veiligheidsfactor. De grondsoorten zijn onderverdeeld in vier klassen waarvan gebruik is gemaakt van testgronden. Deze testgronden kunnen bestempeld worden als zandig grind, zand, ziltig zand en zandig klei en zijn gebaseerd op de meest voorkomende grondsoorten in de Duitse waterbouw. De waterdoorlatendheid van deze testgronden, vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor, vormt de minimale waterdoorlatendheid voor het geotextiel. In onderstaande tabel is de waterdoorlatendheid van de testgrond en geotextiel met bijbehorende veiligheidsfactor weergegeven.

Tabel 2.2: Duitse waterdoorlatendheden

Grondtype	$k_{\text{testgrond}}$	$k_{\text{geotextiel}}$	Veiligheidsfactor
1: zandig grind	$4 \cdot 10^{-4}$ m/s	$8 \cdot 10^{-4}$ m/s	2
2: zand	$3 \cdot 10^{-4}$ m/s	$6 \cdot 10^{-4}$ m/s	2
3: ziltig zand	$6 \cdot 10^{-5}$ m/s	$1 \cdot 10^{-4}$ m/s	1 $\frac{2}{3}$
4: zandig klei	$1 \cdot 10^{-9}$ m/s	$1 \cdot 10^{-7}$ m/s	100
5: cohesieve grond: - $c_u \geq 10$ kN/m ² - $I_p \geq 0,15$	Zie grondtype 4		
6: cohesieve grond: - $c_u < 10$ kN/m ² - $I_p < 0,15$	Zie grondtype 4		

Tussen de veiligheidsfactoren van de grondtypen zijn grote verschillen zichtbaar. Er kan een grens worden getrokken tussen de grondtypen 3 en 4 op basis van de veiligheidsfactoren waardoor een scheiding tussen zand en klei wordt weergegeven. Het verschil in de veiligheidsfactoren zit voornamelijk in de eigenschappen van de grondtypen. Grondtype 1, 2 en 3 zijn zandige grondsoorten die gekenmerkt worden door de grove korreldiameters. Daarnaast zijn deze grondsoorten vaak niet cohesief wat de waterdoorlatendheid bevordert. Het gevaar voor blocking en clogging bij deze grondsoorten is zo gering dat hierdoor de waterdoorlatendheid van het geotextiel nagenoeg gelijk kan worden gehouden aan die van de ondergrond. Echter om enige zekerheid te verkrijgen dat er geen overdrukken, clogging of blocking optreedt wordt de waterdoorlatendheid van de ondergrond vermenigvuldigd met een zeer lage veiligheidsfactor. Wat betreft de grondsoorten vergelijkbaar aan grondtype 4 zijn deze vaak cohesief en bestaat er een groter gevaar voor blocking en clogging van het geotextiel. Om fenomenen als blocking en clogging te voorkomen dient de waterdoorlatendheid van het geotextiel vele malen hoger te zijn dan die van de ondergrond waardoor een hoge veiligheidsfactor wordt toegepast. Wat betreft de veiligheidsfactoren die vermenigvuldigd worden met de waterdoorlatendheid van de testgronden zijn tevens gebaseerd op empirische resultaten, waardoor ook deze als discutabel worden bestempeld.

Een ander discutabel punt dat het omzetten van de Duitse methodiek naar de Nederlandse praktijk bemoeilijkt zijn de verschillen in de ondergrond. Rivieren zoals de Rijn, Maas, Eems en de Schelde stromen vanuit andere landen door Nederland richting de Noordzee en nemen daarbij erosiemateriaal mee. Bezinking van het meegevoerde materiaal zal plaatsvinden bij lagere stroomsnelheden waarbij het grovere en zwaarste materiaal als eerste bezinkt. Fijner materiaal wordt in een later stadium afgezet waardoor de bodem in Nederland uit fijnere deeltjes bestaat dan in Duitsland. Omdat de waterdoorlatendheid van het geotextiel gebaseerd is op de doorlatendheid van de ondergrond kunnen de waarden van de Duitse methodiek niet worden toegepast op de Nederlandse praktijk.

Conclusie

De vraag of de Duitse methode, voor het bepalen van de waterdoorlatendheid volgens tabellen, één op één omzetbaar is naar de Nederlandse praktijk kan met 'niet mogelijk' worden beantwoordt. Allereerst is de Duitse methodiek volgens tabellen gebaseerd op vliezen in tegenstelling tot de voornamelijk gebruikte weefsels in Nederland. Voor deze vliezen zijn met empirische onderzoeken minimale waarden voor de doorlatendheid van het geotextiel vastgesteld. Deze onderzoeken zijn echter zeer discutabel vanwege de beschikbare kennis en apparatuur destijds. Het is mogelijk dat met huidige technieken en kennis andere waarden worden verkregen. Daarnaast zijn ook de veiligheidsfactoren discutabel omdat deze gegrond zijn op de testgronden. Echter voor Nederland gelden, hoewel deze verschillen nagenoeg nihil zijn, andere ondergronden dan waarvan in de Duitse methodiek gebruik is gemaakt. Bepaling en toepassing van de veiligheidsfactor dient met enige voorzichtigheid te worden uitgevoerd omdat voor verificatie van deze factor geen gegevens beschikbaar zijn. De tabellen waar in de Duitse methodiek gebruikt van wordt gemaakt zijn gegrond op empirische onderzoeken op basis van testgronden. Deze testgronden verschillen met de Nederlandse ondergronden waardoor de tabellen, zoals gebruikt in de MAG [1], niet kunnen worden toegepast op de Nederlandse praktijk.

Hoewel de methode niet één op één toepasbaar is op de Nederlandse praktijk geeft dit niet aan dat de methode verkeerd is. Het niet kunnen toepassen heeft betrekking op de gebruikte waarden die niet in de Nederlandse praktijk van toepassing zijn. Echter bepaling van een minimale waterdoorlatendheid van geotextielen op basis van Nederlandse testgronden volgens tabellen is wel mogelijk. Hiervoor dienen empirische onderzoeken te worden uitgevoerd waarna waarden voor de doorlatendheid van geotextielen kunnen worden vastgesteld. Op deze manier kan eenzelfde methodiek worden verkregen als in buurland Duitsland waarmee de minimaal vereiste waterdoorlatendheid van een geotextiel wordt bepaald. Het opzetten hiervan zal met verschillende testmethoden gebeuren zoals de "Flow Through" test en de "Turbulent Flow" test, hiervoor wordt verwezen naar de RPG. Het uitvoeren van de testen neemt de nodige tijd in beslag waardoor dit geen deel uitmaakt van deze studie. Voor het opzetten van de eenvoudige methodiek zal echter wel gebruikt gemaakt worden van deze methode waarbij indicatieve waarden worden gegeven voor de doorlatendheid van het geotextiel. Invulling van de tabel met indicatieve waarden is gebaseerd op schattingen en dienen door middel van onderzoeken te worden bevestigd of te worden gecorrigeerd.

2.3.2 Eenvoudige methode

Zoals aangegeven kan het principe van het bepalen van de waterdoorlatendheid van een geotextiel op basis van tabellen volgens de Duitse methodiek toegepast worden op de Nederlandse praktijk. Op basis van empirische onderzoeken kunnen waarden worden bepaald met betrekking tot de waterdoorlatendheid van een geotextiel. Het uiteindelijke resultaat leidt tot een overzichtelijke tabel waarbij aan de verschillende grondtypen de minimaal vereiste doorlatendheid van het geotextiel worden weergegeven.

Voor het bepalen van de waarden voor de minimale waterdoorlatendheid van een geotextiel kan gebruik worden gemaakt van de "Flow Through" test (FT-test) en de "Turbulent Flow" test (TF-test). Met de FT-test kan de filterstabiliteit van geotextielen in combinatie met zandige en zwak ziltige gronden worden getest, zoals grondtypen 1-3. De TF-test wordt gebruikt voor het testen van de filterstabiliteit in combinatie met fijn gegradeerde gronden, zoals grondtype 4. Met behulp van deze testen kan de minimale waterdoorlatendheid van het geotextiel worden bepaald. Voor testgronden 1-3 wordt een veiligheidsfactor van ca. 2 gebruikt. Dit heeft grotendeels te maken met de cohesie van het materiaal. Grondtype 4 is dermate cohesief dat een veiligheidsfactor van 100 gebruikt wordt. Afhankelijk van het grondtype wordt een andere veiligheidsfactor toegepast. Voor het opzetten van de tabel zal met behulp van experts de veiligheidsfactoren moeten worden bepaald. Omdat het

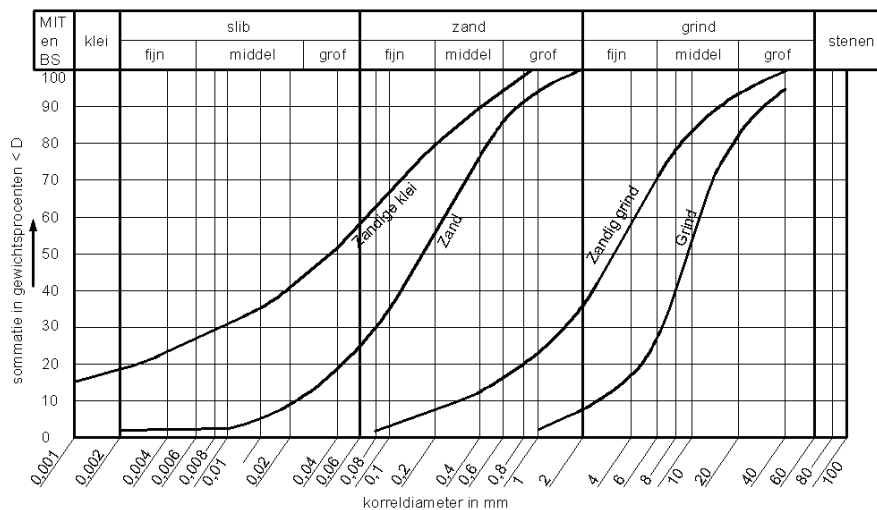
uitvoeren van de testen en het opzetten van de tabel buiten de studie valt zal voor de eenvoudige methode een tabel worden gehanteerd op basis van indicatieve waarden.

2.3.2.1 Niet-samenhangende gronden

Uit eerdere conclusie naar het omzetten van de grondsoorten is gebleken dat de Duitse en Nederlandse niet-samenhangende gronden overeen komen waardoor de grondclassificatie wat betreft de niet-samenhangende gronden omzetbaar is naar de Nederlandse praktijk. Voor Nederland gelden andere ondergronden dan waarvan in de huidige Duitse methodiek gebruik wordt gemaakt, waardoor mogelijk andere waterdoorlatendheden van de geotextielen benodigd zijn. Rivieren zoals de Rijn, Maas, Eems en de Schelde stromen vanuit andere landen door Nederland richting de Noordzee en nemen daarbij erosiemateriaal mee. Bezinking van het meegevoerde materiaal zal plaatsvinden bij lagere stroomsnelheden waarbij het grovere en zwaarste materiaal als eerste bezinkt. Fijnere materiaal wordt in een later stadium afgezet waardoor de bodem in Nederland uit fijnere deeltjes bestaat dan in Duitsland. Omdat de waterdoorlatendheid van het geotextiel gebaseerd is op de doorlatendheid van de ondergrond kunnen de waarden van de Duitse methodiek niet worden toegepast op de Nederlandse praktijk. Voor de waterdoorlatendheden van geotextielen die in de Nederlandse waterbouw worden toegepast zullen nieuwe waarden worden opgesteld op basis van de Nederlandse grondsoorten. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van het principe wat in de Duitse methodiek wordt gehanteerd. Vervolgens worden de waarden vergeleken om veiligheid te garanderen en definitieve waarden voor de minimale waterdoorlatendheden van geotextielen vast te stellen.

Wanneer de waterdoorlatendheid van een geotextiel kleiner is dan de waterdoorlatendheid van het onderliggende materiaal kunnen gevaren als overdrukken, blocking en clogging ontstaan. Om dit te voorkomen dient de waterdoorlatendheid van het geotextiel ten allen tijde groter te zijn dan de waterdoorlatendheid van de ondergrond. Dit is tevens het uitgangspunt voor het bepalen van minimale waarden voor de waterdoorlatendheid van geotextielen. Om een grotere waterdoorlatendheid dan de ondergrond te krijgen wordt deze vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor die afhankelijk is van de grondsoort. Deze veiligheidsfactor biedt tevens enige veiligheid betreffende de uitvoering van de testen en het bepalen van de grondparameters. Wanneer de test onnauwkeurig wordt uitgevoerd en parameters onnauwkeurig worden bepaald kan een onveilige waterdoorlatendheid worden bepaald voor het geotextiel. Door middel van de veiligheidsfactor wordt alsnog een veilige waterdoorlatendheid van het geotextiel verkregen.

In de Nederlandse waterbouw worden verschillende grondsoorten gebruikt als basismateriaal onder het geotextiel. Deze grondsoorten lopen uiteen van klei tot grind, zie figuur 2.7.



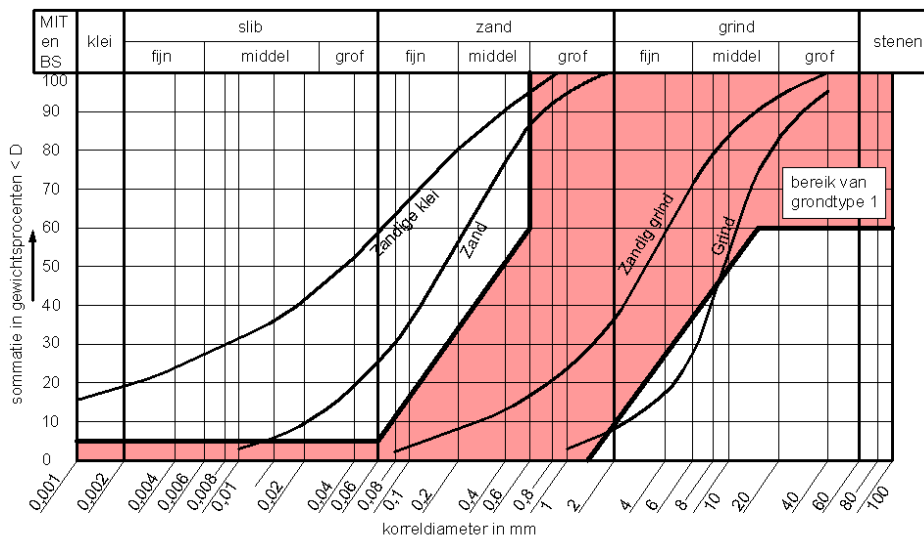
Figuur 2.7: Overzicht van de zeefkrommen van de Nederlandse grondsoorten. [2]

Om het bereik van de Duitse grondsoorten te kunnen vergelijken met de zeefkrommes van de Nederlandse grondsoorten worden beide in één figuur samengevoegd. Hierdoor kan worden bepaald welke Nederlandse grondsoort valt in het bereik van de Duitse grondtypen. Vervolgens kan voor de desbetreffende Nederlandse grondsoort een minimale waterdoorlatendheid van het geotextiel worden opgesteld. Tenslotte volgt een vergelijking met als gevolg definitieve waarden voor de minimale waterdoorlatendheden gesteld aan het geotextiel per grondtype.

Grondtype I

Het bepalen van de minimale waterdoorlatendheid van een geotextiel wordt gedaan op basis van de waterdoorlatendheid van de ondergrond en de veiligheidsfactor, die afhankelijk is van het type ondergrond. Allereerst wordt de doorlatendheid van de ondergrond bepaald. Vervolgens wordt de veiligheidsfactor bepaald wat leidt tot een minimale waterdoorlatendheid van het geotextiel.

In figuur 2.8 zijn de zeefkrommes van de Nederlandse gronden, die in de waterbouw worden gebruikt, weergegeven in het bereik van grondtype één van de Duitse methodiek. Het gekleurde gedeelte geeft het bereik aan wat van toepassing is voor grondtype één.



Figuur 2.8: Nederlandse zeefkrommes in bereik van grondtype I

Grondtype één is in de Duitse methodiek kenmerkend voor de niet-uniforme grofkorrelige grondsoorten. In deze grondsoort is geen tot een zeer kleine fractie aanwezig van fijnkorrelig materiaal. De kenmerkende Nederlandse grondsoorten die in het bereik van grondtype één vallen zijn tevens grofkorrelige grondsoorten, namelijk zandig grind tot grind (zie figuur 2.8). In Nederland zijn volgens de CUR 174 [2] voor de grondsoorten zand en grind doorlatendheden bepaald, zie tabel 2.3.

Tabel 2.3: Doorlatendheden zand en grind

Materiaal	D ₅₀ [mm]	k [m/s]
Zand	63 · 10 ⁻³ – 2	10 ⁻⁶ – 10 ⁻³
Grind	2 – 63	10 ⁻³ – 10 ⁻¹

Zoals vermeldt heeft grondtype één betrekking op de grove korrelfractie. Kijkend naar de gemiddelde D₅₀ van het bereik van grondtype één blijkt dat deze nagenoeg op de scheiding tussen zand en grind zit, namelijk ± 2 mm. Hierdoor zal voor de waterdoorlatendheid van grondtype één een k-waarde aan worden gehouden die tevens op de scheiding zit van de doorlatendheid van zand en grind, namelijk 1 · 10⁻³ m/s.

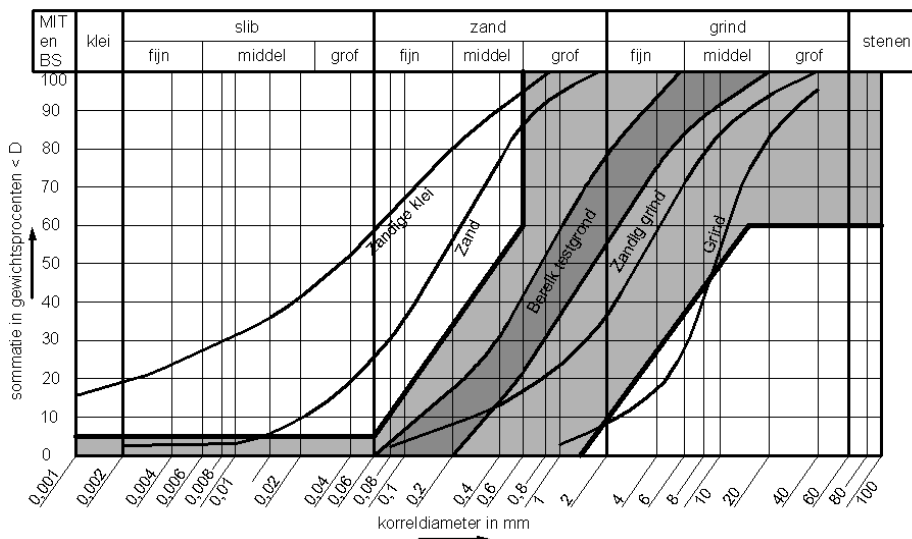
De veiligheidsfactoren die vermenigvuldigd worden met de doorlatendheid van de ondergrond zijn vastgesteld op basis van gevaar voor blocking en clogging en de cohesie van het materiaal. Grondtype één heeft betrekking op grofkorrelige materialen zoals zanderig grind en grind. Hierdoor is de fijnkorrelige fractie zeer nihil waardoor er zich veel grote poriën tussen de korrels bevinden. Hoe groter en meer open ruimten er tussen de korrels aanwezig zijn des te groter de waterdoorlatendheid van het materiaal. Bij grofkorrelig materiaal is de waterdoorlatendheid groot en is de kans op blocking en clogging minder groot.

Naast de grote ruimten in het basismateriaal bestaan de grondsoorten, vergelijkbaar aan grondtype één, vaak uit niet-cohesieve materialen. Deze grondsoorten bevatten hierdoor veelal over een grove korrelfractie waardoor gevaar voor blocking en clogging afnemen. De cohesie kan tevens bepalend zijn voor de veiligheidsfactor.

De veiligheidsfactor in de Duitse methodiek is bepaald op basis van de testgrond en wanneer deze vergeleken wordt met de minimaal gestelde doorlatendheid van de geotextielen blijkt dat de doorlatendheid van de ondergrond vermenigvuldigt is met een factor van:

$$\text{Veiligheidsfactor } c_m = \frac{k_{\text{geotextiel}}}{k_{\text{testgrond}}} = \frac{8 \cdot 10^{-4}}{4 \cdot 10^{-4}} = 2$$

In Duitsland wordt voor de grofkorrelige grondsoorten een factor van twee aangehouden om de veiligheid tegen blocking en clogging te waarborgen. Kijkend naar figuur 2.9 zien we dat de zeefkrommes van de Nederlandse grondsoorten ‘zanderig grind’ en ‘grind’ over een grovere korrelfractie beschikken dan het bereik van de testgrond die in de Duitse methodiek is gebruikt. Hieruit kan worden geconcludeerd dat gevaar voor blocking en clogging bij de Nederlandse grondsoorten minder groot is waardoor een veiligheidsfactor van twee geoorloofd is en toe kan worden gepast voor de Nederlandse methodiek.



Figuur 2.9: Graderingbereik van de testgrond voor grondtype I

Op basis van de bekende gegevens, namelijk de doorlatendheid van de ondergrond en de veiligheidsfactor, kan de minimale doorlatendheid van het geotextiel worden bepaald.

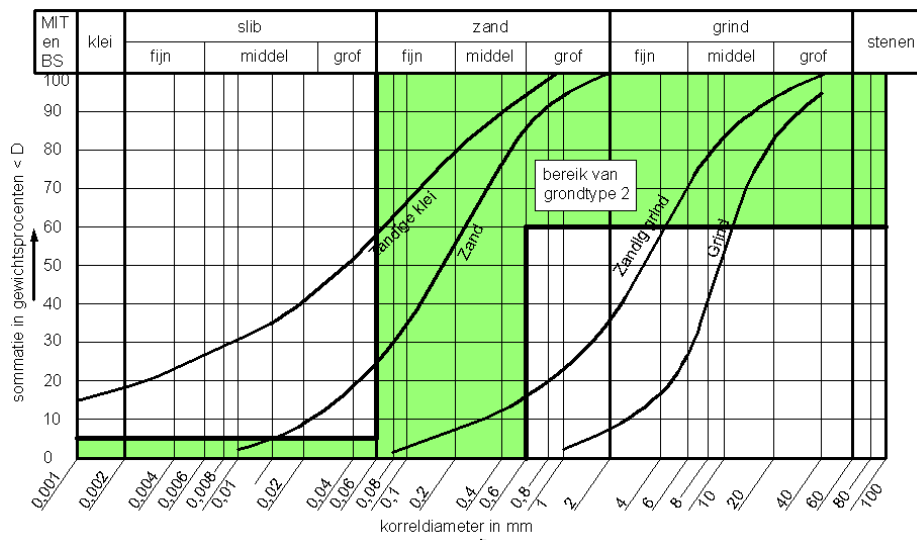
$$k_{\text{geotextiel}} = c_m \cdot k_{\text{grond}} = 2 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

De waterdoorlatendheid van het geotextiel dient minimaal $6 \cdot 10^{-3}$ m/s te zijn bij grondsoorten gelijk of vergelijkbaar aan grondtype één.

Grondtype II

Het bepalen van de minimale waterdoorlatendheid van een geotextiel zal gelijk zijn aan de bepaling van de waterdoorlatendheid van grondtype één. Allereerst wordt de waterdoorlatendheid van de ondergrond bepaald, vervolgens de veiligheidsfactor en tenslotte wordt de minimale waterdoorlatendheid van het geotextiel bepaald.

In figuur 2.10 zijn de zeefkrommes van de Nederlandse gronden, die in de waterbouw worden gebruikt, weergegeven in het bereik van grondtype twee van de Duitse methodiek. Het gekleurde gedeelte geeft het bereik aan wat van toepassing is voor grondtype twee.



Figuur 2.10: Nederlandse zeefkrommes in bereik van grondtype II

Grondtype twee is in de Duitse methodiek kenmerkend voor uniforme zanden. In deze grondsoort is nagenoeg geen verschil in de korreldiameters. Deze verschillen zijn dermate klein dat de korrels als gelijk kunnen worden beschouwd. Bij dit grondtype gaat het voornamelijk om de fijnere en middelgrote uniforme zanden. De kenmerkende Nederlandse grondsoorten die in het bereik van grondtype twee vallen zijn de uniforme zanden (zie figuur 2.10). In Nederland zijn volgens de CUR 174 [2] voor zand de volgende doorlatendheden bepaald, zie tabel 2.4.

Tabel 2.4: Doorlatendheden zand

Materiaal	D ₅₀ [mm]	k [m/s]
Zand	$63 \cdot 10^{-3} - 2$	$10^{-6} - 10^{-3}$

Grondtype twee heeft betrekking op de uniforme zanden met een bereik van de D₅₀ als volgt:

- D₅₀ > 0,04 mm;
- D₅₀ < 0,6 mm.

Het bereik van de D₅₀ valt in het kader van het Nederlandse zand met een klein verschil. Het verschil in bereik is dermate klein dat voor de doorlatendheid van de ondergrond een overeenkomende waarde worden aangehouden. In de Duitse methodiek is uitgegaan van de doorlatendheid van de testgrond, namelijk $3 \cdot 10^{-4}$ m/s. Het bereik van het Nederlandse zand is ruimer wat betreft de grove korrelfractie. Om ook deze te laten voldoen zal een veiligere waarde, namelijk een hogere doorlatendheid, worden aangenomen voor het bepalen van de doorlatendheid van het geotextiel. Voor de waterdoorlatendheid van grondtype twee zal een k-waarde van $4 \cdot 10^{-4}$ m/s worden

gehanteerd. Gezien de doorlatendheden in tabel 2.4 die bepaald zijn door middel van proeven valt de k-waarde binnen het kader waardoor deze is geoorloofd.

De veiligheidsfactoren die vermenigvuldigd worden met de doorlatendheid van de ondergrond zijn vastgesteld op basis van gevaar voor blocking en clogging en de cohesie van het materiaal.

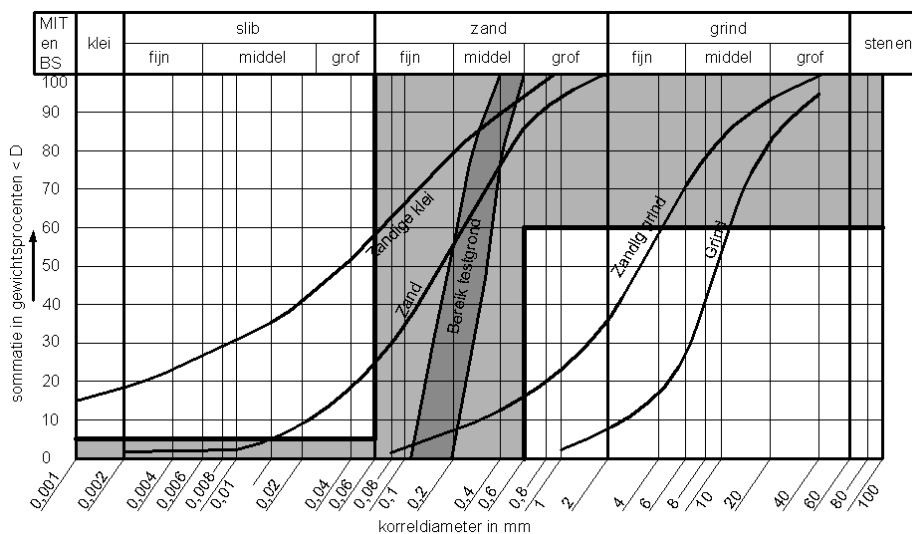
Grondtype twee heeft betrekking op uniforme zanden. Een kenmerk van uniforme zanden is dat de variatie in korrel diameter zeer klein is. Ter plaatse van de openingen in het geotextiel wordt door de ondergrond een bruggennetwerk gecreëerd. De fijnere deeltjes spoelen weg en de grotere deeltjes blijven achter en vormen zo een brug die voorkomt dat de rest van de ondergrond uitspoelt. Bij een gelijke grootte aan korrel diameter is de fractie die uitspoelt veel kleiner en wordt er sneller een bruggennetwerk gecreëerd. Vanwege de kleinere fijnere fractie die uitspoelt zullen minder deeltjes in het geotextiel komen waardoor de kans op blocking en clogging minder is en de waterdoorlatendheid tijdens de gebruiksfase nagenoeg constant blijft.

Daarnaast wordt zand gekenmerkt als een niet-cohesieve grondsoort. Hierdoor heeft zand veel ruimten tussen de korrels en een hoge waterdoorlatendheid. De kans op blocking en clogging is bij zand klein waardoor een hoge veiligheidsfactor niet van toepassing is.

De veiligheidsfactor in de Duitse methodiek is bepaald op basis van de testgrond en wanneer deze vergeleken wordt met de minimaal gestelde doorlatendheid van de geotextielen blijkt dat de doorlatendheid van de ondergrond vermenigvuldigt is met een factor van:

$$Veiligheidsfactor c_m = \frac{k_{geotextiel}}{k_{testgrond}} = \frac{6 \cdot 10^{-4}}{3 \cdot 10^{-4}} = 2$$

In Duitsland wordt voor de uniforme zanden een factor van twee aangehouden om de veiligheid tegen blocking en clogging te waarborgen. De Nederlandse grondsoort zand is niet zo uniform als het graderingsbereik van de testgrond. Zie op de grondsoort zand is er zowel een fijnere als een grovere korrel fractie zichtbaar, zie figuur 2.11, waardoor de kans op blocking en clogging groter is dan bij de testgrond. Hierdoor zal een hogere veiligheidsfactor moeten worden toegepast om de mogelijkheid tot het blokken of cloggen van het geotextiel te voorkomen. De grootte van de kleine korrel fractie is echter zeer gering dat geen al te grote factor benodigd is. Om de veiligheid tegen blocking en clogging te waarborgen en een te grote doorlatendheid te voorkomen wordt voor grondtype twee een veiligheidsfactor van drie gehanteerd.



Figuur 2.11: Graderingsbereik van de testgrond voor grondtype II

Op basis van de bekende gegevens, namelijk de doorlatendheid van de ondergrond en de veiligheidsfactor, kan de minimale doorlatendheid van het geotextiel worden bepaald.

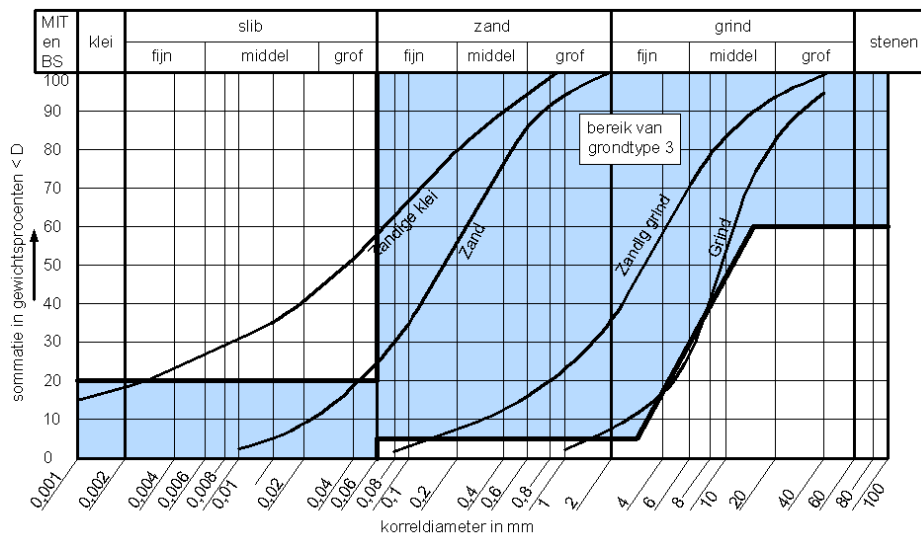
$$k_{\text{geotextiel}} = c_m \cdot k_{\text{grond}} = 3 \cdot 4 \cdot 10^{-4} = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

De waterdoorlatendheid van het geotextiel dient minimaal $1,2 \cdot 10^{-3}$ m/s te zijn bij grondsoorten gelijk of vergelijkbaar aan grondtype twee.

Grondtype III

Het bepalen van de minimale waterdoorlatendheid van een geotextiel zal gelijk zijn aan de bepaling van de waterdoorlatendheid van grondtype één en twee. Allereerst wordt de waterdoorlatendheid van de ondergrond bepaald, vervolgens de veiligheidsfactor en tenslotte wordt de minimale waterdoorlatendheid van het geotextiel bepaald.

In figuur 2.12 zijn de zeefkrommes van de Nederlandse gronden, die in de waterbouw worden gebruikt, weergegeven in het bereik van grondtype drie van de Duitse methodiek. Het gekleurde gedeelte geeft het bereik aan wat van toepassing is voor grondtype drie.



Figuur 2.12: Nederlandse zeefkrommes in bereik van grondtype III

Grondtype drie is in de Duitse methodiek kenmerkend voor zeer wijd gegradeerde grondsoorten. Hierbij is het bereik voornamelijk gericht op zand tot grind met veel fijnere deeltjes. Implementatie van de Nederlandse grondsoorten in het bereik van grondtype drie blijkt dat hoofdzakelijk zand tot grind in het bereik vallen waarbij de fijnere korrelfractie wordt gekenmerkt door silt. In Nederland zijn volgens de CUR 174 [2] voor silt, zand en grind de volgende doorlatendheden bepaald, zie tabel 2.5.

Tabel 2.5: Doorlatendheden silt, zand en grind

Materiaal	D ₅₀ [mm]	k [m/s]
Silt	2 · 10 ⁻³ – 63 · 10 ⁻³	10 ⁻⁸ – 10 ⁻⁶
Zand	63 · 10 ⁻³ – 2	10 ⁻⁶ – 10 ⁻³
Grind	2 – 63	10 ⁻³ – 10 ⁻¹

Grondtype drie heeft betrekking op wijd gegradeerde grondsoorten met een relatief hoge hoeveelheid aan fijne korrelfractie. Wanneer meer kleine fractie aanwezig is betekent dit dat een lagere waterdoorlatendheid aanwezig is. Hierdoor behoeft de waterdoorlatendheid van de

ondergrond niet zeer hoog te zijn. Grondsoorten met een grove gradering kunnen eveneens in het bereik van grondtype drie vallen waardoor een gemiddelde moet worden gezocht voor de doorlatendheid wanneer ook voor de grovere graderingen geen overdrukken zullen ontstaan. De Nederlandse grondsoorten zijn zoals eerder vermeld over het algemeen fijner dan de Duitse grondsoorten waardoor een hoge doorlatendheid onnodig is. Vanwege een grotere hoeveelheid aan kleinere korrelfractie in de Nederlandse grondsoorten wordt een doorlatendheid gehanteerd die iets lager is dan het gemiddelde ($k_{\text{gemiddeld}} = 10^{-4}$), namelijk een waarde van $2 \cdot 10^{-5}$ m/s.

De veiligheidsfactoren die vermenigvuldigd worden met de doorlatendheid van de ondergrond zijn vastgesteld op basis van gevaar voor blocking en clogging en de cohesie van het materiaal.

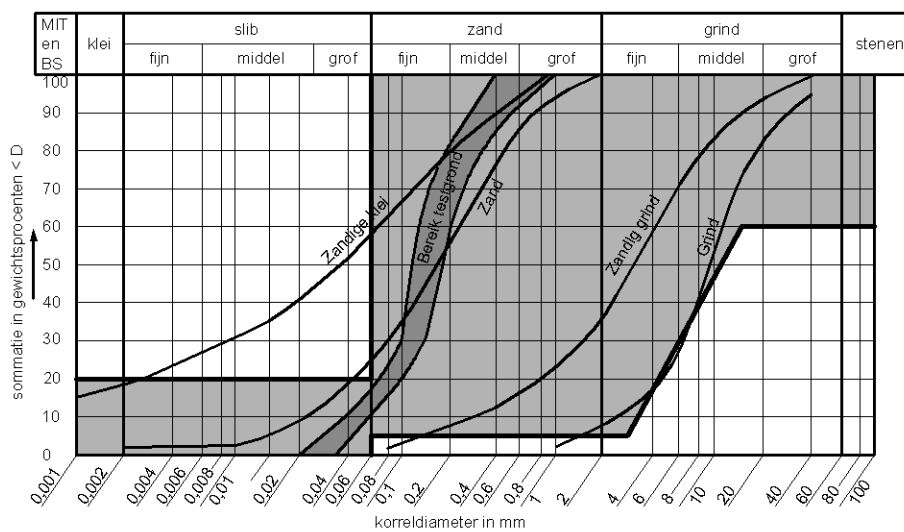
Grondtype drie heeft betrekking op wijd gegradeerde gronden. Een kenmerk van hiervan is dat de variatie in korreldiameter zeer groot is. Ter plaatse van de openingen in het geotextiel waar het zogenaamde bruggennetwerk wordt gecreëerd zal de fijne korrelfractie uitspoelen. Bij grondsoorten vergelijkbaar aan grondtype drie is deze hoeveelheid groter waardoor een grotere kans is op blocking en clogging, hierdoor wordt de waterdoorlatendheid nadelig beïnvloed. De veiligheidsfactor zal een dusdanige zekerheid moeten geven dat de filterfunctie van het geotextiel niet verloren gaat.

De grondsoorten inpasbaar in het bereik van grondtype drie zijn niet cohesief waardoor een niet al te hoge factor de veiligheid waarborgt.

De veiligheidsfactor in de Duitse methodiek is bepaald op basis van de testgrond en wanneer deze vergeleken wordt met de minimaal gestelde doorlatendheid van de geotextielen blijkt dat de doorlatendheid van de ondergrond vermenigvuldigt is met een factor van:

$$\text{Veiligheidsfactor } c_m = \frac{k_{\text{geotextiel}}}{k_{\text{testgrond}}} = \frac{1 \cdot 10^{-4}}{6 \cdot 10^{-5}} = 1 \frac{2}{3}$$

In Duitsland wordt voor de wijd gegradeerde gronden een factor van $1\frac{2}{3}$ aangehouden om de veiligheid tegen blocking en clogging te waarborgen. Met het oog op het feit dat de Nederlandse grondsoorten fijner zijn, zie figuur 2.13, dan de Duitse en de kans op blocking en clogging hierdoor hoger dan bij de Duitse grondsoorten zal een hogere veiligheidsfactor moeten worden toegepast. Voor de veiligheidsfactor zal een waarde van vijf worden gehanteerd waarmee de veiligheid tegen blocking en clogging gewaarborgd wordt en een onnodig hoge doorlatendheid vermeden wordt.



Figuur 2.13: Graderingbereik van de testgrond voor grondtype III

Op basis van de bekende gegevens, namelijk de doorlatendheid van de ondergrond en de veiligheidsfactor, kan de minimale doorlatendheid van het geotextiel worden bepaald.

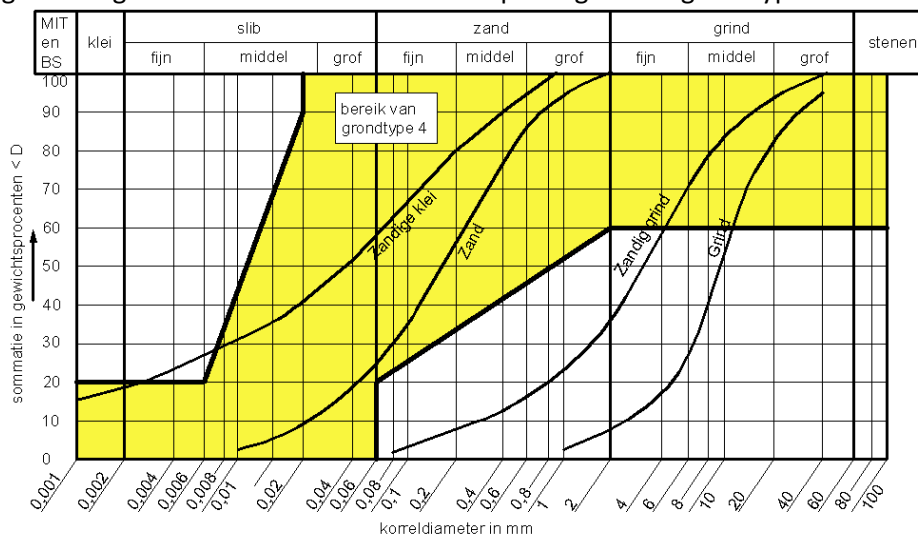
$$k_{\text{geotextiel}} = c_m \cdot k_{\text{grond}} = 5 \cdot 2 \cdot 10^{-5} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

De waterdoorlatendheid van het geotextiel dient minimaal $1 \cdot 10^{-4}$ m/s te zijn bij grondsoorten gelijk of vergelijkbaar aan grondtype drie.

Grondtype IV

Het bepalen van de minimale waterdoorlatendheid van een geotextiel zal gelijk zijn aan de bepaling van de waterdoorlatendheid van grondtype één, twee en drie. Allereerst wordt de waterdoorlatendheid van de ondergrond bepaald, vervolgens de veiligheidsfactor en tenslotte wordt de minimale waterdoorlatendheid van het geotextiel bepaald.

In figuur 2.14 zijn de zeefkrommes van de Nederlandse gronden, die in de waterbouw worden gebruikt, weergegeven in het bereik van grondtype vier van de Duitse methodiek. Het gekleurde gedeelte geeft het bereik aan wat van toepassing is voor grondtype vier.



Figuur 2.14: Nederlandse zeefkrommes in bereik van grondtype IV

Grondtype vier is in de Duitse methodiek kenmerkend voor zeer fijne grondsoorten, namelijk zandige klei. Implementatie van de Nederlandse grondsoorten in het bereik van grondtype vier blijkt dat hoofdzakelijk zandige klei in het bereik valt waarbij de fijnere korrelfractie wordt gekenmerkt door klei en silt. In Nederland zijn volgens de CUR 174 [2] voor klei, silt en zand de volgende doorlatendheden bepaald, zie tabel 2.6.

Tabel 2.6: Doorlatendheden silt, zand en grind

Materiaal	D ₅₀ [mm]	k [m/s]
Klei	$< 2 \cdot 10^{-3}$	$10^{-10} - 10^{-8}$
Silt	$2 \cdot 10^{-3} - 63 \cdot 10^{-3}$	$10^{-8} - 10^{-6}$
Zand	$63 \cdot 10^{-3} - 2$	$10^{-6} - 10^{-3}$

Grondtype vier heeft betrekking op grondsoorten met een hoge hoeveelheid aan fijne korrelfractie, namelijk klei, silt en zandige klei. Een hoge hoeveelheid aan fijne korrelfractie zorgt ervoor dat weinig en kleine ruimtes in de grond aanwezig zijn wat de grond waterdoorlatend maakt. Hierdoor wordt voor grondtype vier een zeer lage waterdoorlatendheid gehanteerd, namelijk een waterdoorlatendheid van $5 \cdot 10^{-9}$ m/s.

De veiligheidsfactoren die vermenigvuldigd worden met de doorlatendheid van de ondergrond zijn vastgesteld op basis van gevaar voor blocking en clogging en de cohesie van het materiaal.

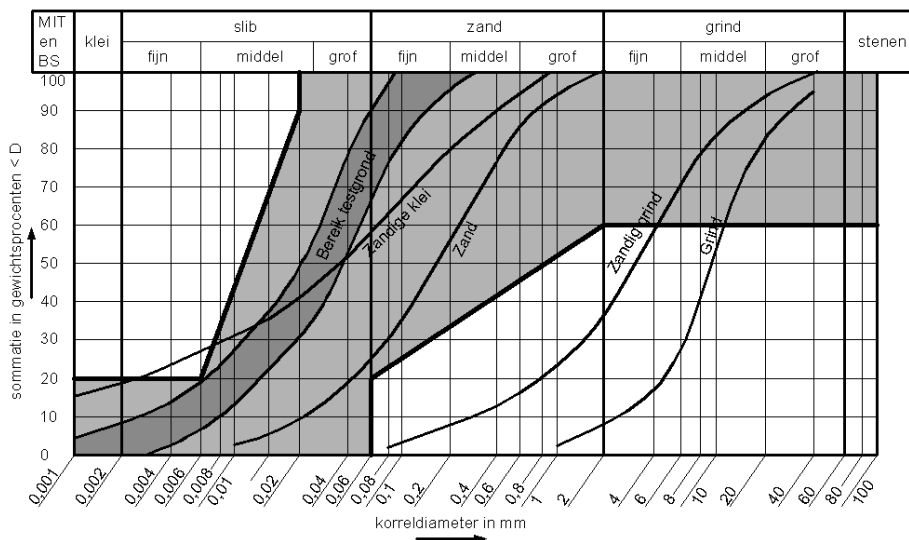
Kenmerkend van grondsoorten zoals klei en silt is de grote hoeveelheid aan fijne korrelfractie. Ten gevolge van hydraulische belastingen is er altijd materiaal wat uitspoelt. Echter wanneer sprake is van een grote hoeveelheid fijn materiaal zal de hoeveelheid die uitspoelt ook groter zijn. Hierdoor neemt de kans op blocking en clogging toe en zal een hoge veiligheidsfactor moeten worden toegepast zodat de filterfunctie van het geotextiel in tact blijft.

Daarnaast is de cohesie sterk van invloed op het in tact blijven van de filterfunctie van het geotextiel en daardoor ook van invloed op de veiligheidsfactor. Hoe groter de cohesie van een grondsoort des te kleiner het gevaar op blocking en clogging waardoor een lagere veiligheidsfactor dient te worden toegepast. Bij grondtype vier is er sprake van een zeer fijne korrelgradering echter is de grond niet cohesief, waardoor de kans op blocking en clogging zeer groot is en een hoge veiligheidsfactor benodigd is.

De veiligheidsfactor in de Duitse methodiek is bepaald op basis van de testgrond en wanneer deze vergeleken wordt met de minimaal gestelde doorlatendheid van de geotextielen blijkt dat de doorlatendheid van de ondergrond vermenigvuldigt is met een factor van:

$$\text{Veiligheidsfactor } c_m = \frac{k_{\text{geotextiel}}}{k_{\text{testgrond}}} = \frac{1 \cdot 10^{-7}}{1 \cdot 10^{-9}} = 100$$

In Duitsland wordt voor de fijn gegradeerde gronden een factor van 100 aangehouden om de veiligheid tegen blocking en clogging te waarborgen. Met het oog op het feit dat de fijnere grondsoorten gevoelig zijn voor blocking en clogging en dat Nederland over fijnere grondsoorten beschikt dan Duitsland (zie figuur 2.15) zal een hoge veiligheidsfactor moeten worden toegepast. Een factor van 100 voor grondtype vier is hiervoor geoorloofd waarmee de filterfunctie van het geotextiel wordt gewaarborgd tijdens de gebruiksfase.



Figuur 2.15: Graderingbereik van de testgrond voor grondtype IV

Op basis van de bekende gegevens, namelijk de doorlatendheid van de ondergrond en de veiligheidsfactor, kan de minimale doorlatendheid van het geotextiel worden bepaald.

$$k_{\text{geotextiel}} = c_m \cdot k_{\text{grond}} = 100 \cdot 5 \cdot 10^{-9} = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

De waterdoorlatendheid van het geotextiel dient minimaal $5 \cdot 10^{-7}$ m/s te zijn bij grondsoorten gelijk of vergelijkbaar aan grondtype vier.

2.3.2.2 Samenhangende gronden

Voor grondtype vijf en zes geldt dat deze grondsoorten over een fijne korrelgradering beschikken en cohesief zijn. Vanwege de kleine korrelgradering bevatten deze grondsoorten een lage waterdoorlatendheid. Door de cohesie van de grond zijn de korrels niet mobiel en zullen de korrels niet afzonderlijk uitspoelen maar in brokjes met een grootte van enkele millimeters. Grondtypen vijf en zes spoelen minder snel uit dan grondtype vier waardoor de minimale waterdoorlatendheid van grondtype vier kan worden aangehouden voor de cohesieve gronden.

2.4 Eenvoudige methode

Voor het kunnen vaststellen van eigenschappen aan het geotextiel dient de grondklasse van de grondsoort te worden bepaald. Voor het bepalen van de grondklasse die van toepassing is op de ondergrond dient een zeefanalyse te worden uitgevoerd van de desbetreffende grond. Aan de hand van de opgestelde zeefkromme uit de analyse dient de grondklasse te worden bepaald door middel van de grondclassificaties.

Aan de hand van de grondklasse waarin de desbetreffende ondergrond zich bevindt kunnen met behulp van tabel 2.7 de eisen met betrekking op de functionaliteit van het geotextiel worden bepaald. Wanneer een zeefkromme zich in de grenszone tussen cohesief en niet-cohesief bevindt dient de filterstabiliteit van het geotextiel altijd te worden ontworpen rekening houdend met de fijnste niet-cohesieve zeefkromme.

Tabel 2.7: Standaard vereisten aan filtratie eigenschappen van een geotextiel. [1]

Onder een waterdoorlatende toplaag				
1	2	3	4	5
Nr.	Grondtype van ondergrond	Toelaatbaar grondverlies		K_n waarde vereist aan het geotextiel ⁵⁾ (m/s)
		Totaal uitgespoelde grond (M_t) (g/184 cm ²) ¹⁾	Uitgespoelde grond (M_1) in laatste testfase (g/184 cm ²) ¹⁾	
1	Grondtype 1	$M_t \leq 300$ ³⁾	$M_1 \leq 30$	$K_n \geq 2 \cdot 10^{-3}$
2	Grondtype 2			$K_n \geq 1,2 \cdot 10^{-3}$
3	Grondtype 3			$K_n \geq 1 \cdot 10^{-4}$
4	Grondtype 4			$K_n \geq 5 \cdot 10^{-7}$
5	Samenhangende grond $C_u \geq 10$ kN/m ² en $I_p \geq 0,15$ ⁴⁾	Vereisten met betrekking tot bodemtypes 1-4 (vrije selectie) van toepassing		Vereisten met betrekking tot bodemtype 4 van toepassing
6	Samenhangende grond $C_u < 10$ kN/m ² of $I_p < 0,15$ ⁴⁾	Vereisten met betrekking tot bodemtype 4 toepassen		
¹⁾ Gram, gerelateerd aan het blootgestelde testgebied ²⁾ Is alleen geldig voor gradering die tot vermindering van waterdoorlatendheid lijdt, kan door middel van verstopping of blokkering ³⁾ $300 \text{ g} / 184 \text{ cm}^2 = 16,3 \text{ kg/m}^2$ ⁴⁾ Waar C_u en I_p niet bekend zijn, vereisten met betrekking tot bodemtype 4 toepassen ⁵⁾ $h = 0,25 \text{ m}$				

De functionaliteit van het geotextiel wordt door bovenstaande tabel gewaarborgd door het toelaatbare grondverlies en de waterdoorlatendheid.

Literatuur

1. Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). *'Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)'*. Karlsruhe: BAW.
2. CURNET. (2009). *CUR-rapport 174: 'Geokunststoffen in de waterbouw - Tweede, herziene uitgave'*. Gouda: Stichting CURNET.
3. Bundesanstalt für Wasserbau. (1994). *'Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau (RPG)'*. Karlsruhe: BAW.

Bijlage 3. Eenvoudige methode: Robuustheid

Naast de functionaliteit wordt er ook een ontwerp gemaakt wat betreft de robuustheid van het geotextiel. De robuustheid is kenmerkend voor het sterkteontwerp van het geotextiel en geeft aan in hoeverre het geotextiel bestand is tegen belastingen met betrekking tot de sterkte van het geotextiel. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de robuustheid van het geotextiel. In het hoofdstuk wordt, gelijk aan de functionaliteit, een methodiek opgesteld waar met behulp van een eenvoudige, gedetailleerde en geavanceerde wijze een ontwerp kan worden gemaakt met betrekking op de robuustheid van het geotextiel.

3.1 Algemeen

Tijdens de gebruiksfase is het geotextiel onderhevig aan voornamelijk hydraulische belastingen en dient de filterstabiliteit, gekenmerkt door de gronddichtheid en de waterdoorlatendheid, voldoende te zijn. Voorafgaand aan de gebruiksfase is de uitvoeringsfase, waarin het geotextiel wordt aangelegd op de desbetreffende constructie. Aan de hand van de toepassingslocatie wordt de wijze van aanleg bepaald waardoor de belastingen die op het geotextiel werken verschillend kunnen zijn. Bij de aanleg van het geotextiel wordt onderscheid gemaakt in de natte en droge aanleg. Wanneer gebruik gemaakt wordt van een toepassing met behulp van een zinkstuk werken hier grotere trekkrachten op dan wanneer het geotextiel uitgerold wordt met de hand of met behulp van een kraan.

Gelijk de functionaliteit is het ontwerpen van het geotextiel met betrekking tot de robuustheid verdeeld in een eenvoudige, gedetailleerde en geavanceerde methode.

3.2 Eenvoudige methode

De eenvoudige methode voor het ontwerpen van de robuustheid van het geotextiel bestaat uit een snelle en eenvoudige methode, waardoor gezien het ontwerpen veel tijd wordt bespaard. Voor het opzetten van de eenvoudige methode wordt gebruik gemaakt van de Duitse methode. Deze methode wordt geanalyseerd met betrekking tot het overzetten naar de Nederlandse praktijk.

3.2.1 Algemeen

Bij de robuustheid van een geotextiel zijn er verschillende aspecten waar rekening mee moet worden gehouden of waar aan moet worden voldaan. De voornaamste eigenschappen van het materiaal die kenmerkend voor de robuustheid zijn de treksterkte, het rekvermogen, de slijtvastheid en de perforatieweerstand.

De eenvoudige methode dient uit een methode te bestaan waarmee gemakkelijk en snel eisen kunnen worden gesteld aan de robuustheid van het geotextiel. Voor de hand liggend is de methode waar bij het ontwerpen van de filterstabiliteit gebruik van is gemaakt. Met deze methode is de ondergrond onderverdeeld in een grondclassificatie waaraan bepaalde eisen zijn gesteld aan de gronddichtheid en waterdoorlatendheid. Wat betreft de robuustheid kan aan de hand van de toplaag een methode met hetzelfde principe worden toegepast. Door middel van tabellen kan onder andere de benodigde treksterkte, perforatieweerstand en overige robuustheidsaspecten worden vernomen.

Het is algemeen bekend dat in de Nederlandse praktijk schadebeelden zijn ontstaan die voortkomen vanuit de uitvoering. In de huidige ontwerpmethodieken zijn enkele rekenregels gegeven wat betreft het stellen van eisen aan de robuustheid van het geotextiel. Echter gezien de schadebeelden die zich voordoen in de praktijk blijkt dat de toegepaste geotextielen niet voldoende robuust zijn. Wat betreft de kwaliteit van het geotextiel zou dit geen probleem moeten zijn aangezien leveranciers moeten voldoen aan bepaalde certificaten zoals de CE-certificering. Hieruit blijkt dat de huidige ontwerpregels niet voldoende robuustheid leveren wat leidt tot een aanpassing van deze ontwerpregels. Voor het aanpassen van deze rekenregels is verificatiemateriaal benodigd, namelijk

de Duitse ontwerpmethodiek. In buurland Duitsland is men zeer vooruitstrevend wat betreft het ontwerpen van geotextielen. Daarnaast is een eenvoudige methode ontwikkeld waarmee door middel van tabellen eisen kunnen worden gesteld aan de robuustheid. Wat betreft de eenvoudige methode is dit precies wat men in Nederland zoekt. Hierdoor wordt de achtergrondinformatie van de Duitse methodiek geanalyseerd en vervolgens vergeleken met de Nederlandse praktijk. Uit de analyse en vergelijking zal blijken of de Duitse methode kan worden toegepast in Nederland en of waarden dienen te worden aangepast.

In de volgende paragrafen zal verder in worden gegaan op het analyseren en vergelijken van de Duitse methodiek. Allereerst wordt de Duitse methodiek beschreven en geanalyseerd.

3.2.2 Duitse methodiek

De Duitse methode volgens de MAG [1] is in het verleden opgesteld en wordt niet elk jaar gecontroleerd of bijgewerkt. Wat betreft de eisen die gesteld worden aan de robuustheid van het geotextiel conform de MAG [1] zijn deze gebaseerd op een stenenclassificatie die op dit moment niet wordt erkend als zijnde standaard. In de TLG [2] wordt dezelfde tabel gebruikt echter is deze gebaseerd op de huidige Europese stenenclassificatie. Hierdoor wordt de tabel zoals weergegeven in de TLG [2] aangehouden voor de materiaaleisen die gesteld worden aan de robuustheid van het geotextiel. Hetgeen verandert is betreft alleen de benaming voor de stenenclassificatie. Beschrijvingen en bepalingen met de bijbehorende randvoorwaarden van de materiaaleigenschappen zijn hetzelfde gebleven waarvoor de MAG [1] zal worden aangehouden.

In de Duitse methodiek wordt gebruik gemaakt van een tabel waarin waarden kunnen worden afgelezen voor de sterkte-eigenschappen. De waarden die uit de tabel kunnen worden afgelezen zijn in tegenstelling tot de functionaliteit niet afhankelijk van de ondergrond maar van het materiaal wat als toplaag wordt toegepast. De materialen die voor de deklaagconstructie worden toegepast zijn onderverdeeld in een stenenclassificatie. Deze classificatie is gebaseerd op de materialen die veelal in de waterbouw worden toegepast.

In tabel 3.1 wordt ingegaan op een drietal eigenschappen waaraan minimale waarden worden vereist. Er wordt op de volgende materiaaleigenschappen ingegaan:

- Treksterkte;
- Slijtvastheid;
- Perforatieweerstand.

Hieronder volgt een beschrijving van de randvoorwaarden met betrekking tot de geldigheid van de waarden in tabel 3.1, die kenmerkend zijn voor de robuustheid van het geotextiel in de Duitse methodiek.

3.2.2.1 Trek- en rekkrachten

De minimaal vereiste waarden voor de trekkracht van een geotextiel zijn weergegeven in tabel 3.1, geldend voor constructies waarbij het geotextiel onder een beschermende laag wordt toegepast met een helling van 1:2 of minder (flauwer). Recente praktijkervaringen hebben laten zien dat deze waarden toereikend genoeg zijn met betrekking tot de normale trekkrachten die onontwikkbaar zijn, nagaande dat zelfs trekkrachten voortkomen van stromingsdrukken van stromingen ($v \leq 1,50$ m/s) wanneer geotextielen onder water worden aangebracht. Beschouwende geotextielen die onderhevig zijn aan het dragen van voldoende rest trekkrachten moeten bovendien worden aangetoond door een slijtvastheidstest.

Tabel 3.1: Standaard vereisten aan sterkte-eigenschappen van een geotextiel [2]

Nr.	Materiaaleigenschappen		Deklaagconstructie					
			Losse waterbouwsteen		Vergoten waterbouwsteen		Ondoorlatende en doorlatende bekleding	
							G < 3 kN/m ²	G > 3 kN/m ²
1	Treksterkte volgens DIN EN ISO in lengte en dwarsrichting		kN/m	≥ 12,0	≥ 12,0		≥ 9,0 ¹⁾	≥ 12,0
2	Slijtsterkte volgens RPG	Resterende dikte (D) van filterlaag na schuringstest	mm	Bodemtype 1-3: D ≥ 3,5 Bodemtype 4: D ≥ 4,5		-		- ²⁾
		Treksterkte na schuringstest (resterende treksterkte)	kN/m	≥ 9,0		-		- ²⁾
			Los of deel vergoten waterbouwsteen van deze klasse ³⁾			Volledig ingegoten waterbouwsteen		
			CP _{90/250} 30 kg ⁴⁾	LMB _{5/40} 60 kg ⁴⁾	LMB _{10/60} 90 kg ⁴⁾	Alle steenklassen ⁵⁾		
3	Perforatieweerstand (val energie) volgens de RPG		Nm	≥ 600	≥ 1200	≥ 1800	≥ 600	-

¹⁾ Bij installatie onderwater ≥ 12,0 kN/m
²⁾ Bij betonnen samengestelde stenen bijv. losse waterbouwsteen
³⁾ Steenklassen volgens DIN EN 13383-1, tot een klasse grootte van een dichtheid $\rho_s = 3000 \text{ g/cm}^3$
⁴⁾ Voor de perforatietest de maatgevende massa van een steen is de betreffende steenklasse, rekening houdend met de toelaatbare korrelfracties (is 90% van de steen met alle waarschijnlijkheid niet overschreden). De valenergie komt overeen met de impact van een steen die een valhoogte heeft van 2 meter.
⁵⁾ De valenergie van een volledig ingegoten waterbouwsteen komt overeen met de impact van steenklasse LMB_{10/60} (90 kg), indien geplaatst onder water.

Op hellingen steiler dan 1:2 of in geval van stroombelastingen zijn de trekkrachten aan het geotextiel in hoofdzaak hoger, waardoor de benodigde trekkrachten gescheiden moeten worden getest.

Rek op non-wovens als gevolg van eenassige trekspanningen bij bezwijking kan oplopen tot 150%. Voor wovens is dit over het algemeen onder de 20%.

De benodigde trekkrachten waarover de geotextielen, die als zinkstukken worden toegepast, dienen te beschikken zonder dat deze bezwijken, zijn afhankelijk van de grote van de zinkstukken en de plaatsingsmethode.

3.2.2.2 Perforatieweerstand

Wanneer een toplaag op het geotextiel wordt aangebracht die bestaat uit beschermingsstenen, wordt het geotextiel onderworpen aan dynamische doorboringsbelastingen die worden beïnvloed door:

- Vorm en gewicht van de stenen;
- Valhoogte van de stenen;
- Sterkte van de ondergrond;
- Aanbrenging in den droge of in den natte.

Het vermogen van het geotextiel om weerstand te bieden tegen deze belastingen zodat deze geen schade aanrichten moet worden aangetoond. De waarden die voor de valenergie in tabel 3.1 gegeven zijn komen overeen met de perforatiebelastingen die veroorzaakt worden door beschermingsstenen van 30 kg en van 60 kg die in den droge met een valhoogte van 2 meter zijn aangebracht.

Tabel 3.1 geldt ook voor het onder water aanbrengen, rekeninghoudend met het vele onweegbare wanneer beschermingsstenen worden gestort.

Valenergie kan eveneens worden vastgesteld voor eisen aan de weerstand tegen dynamische perforatie door lichtere of zwaardere stenen.

Uit praktijkervaringen blijkt dat vliezen, met een massa per oppervlakte-eenheid van $\mu \geq 500 \text{ g/m}^2$ en een maximale sterkte volgens tabel 3.1, voldoende bestand zijn tegen doorboring door stenen van 30 kg wanneer deze geplaatst worden op zand of fijner gegradeerde ondergronden (grondtypen 2 – 4). In geval van grovere ondergronden of zwaardere stenen zal uit geschiktheidstesten moeten blijken of er voldoende weerstand is tegen dynamische doorboring.

3.2.2.3 Slijtsterkte

Schuurbelastingen kunnen op lange termijn leiden tot bepaalde schades aan het geotextiel. Volgens praktijkervaring komen deze belastingen voornamelijk voor in de zone van wisselende waterstanden. Door zware golfinvloeden kunnen, voor beschermingslagen met grote lege ruimten, zorgen voor beweging van het materiaal van de toplaag. Hierdoor schuren deze materialen langs het geotextiele doek waardoor slijtage ontstaat.

Een geotextiel wordt bestendig bevonden tegen schuurbelastingen wanneer 75 % van de benodigde trekkracht aanwezig is en de minimaal vereiste laagdikte met 1 of 1,5 mm is afgenomen na uitvoering van de slijtagetest.

Bij schuringsinvloeden dankzij beddingsediment transport, moet rekening worden gehouden met de bodembescherming (bijv. beschermende maatregelen tegen schuring in het staartwater van stuwen). In geval van beschermingslagen met grote open ruimten moet het geotextiel worden beschermd

tegen schuringbelastingen door een overliggend fijner gegradeerde tussenlaag (bijv. verpulverde rots) wat vergelijkbaar is met de overliggende deklaag. Synthetische materialen zijn op lange termijn niet voldoende bestand tegen dit soort schuringbelastingen.

3.2.2.4 Weerstand tegen statische doorponsbelastingen

Naast de treksterkte, slijtvastheid en perforatieweerstand gaat de BAW ook in op statische doorponsbelastingen. In situaties waar de statische doorpons invloeden op een geotextiel niet kunnen worden vermeden, wordt aanbevolen om door middel van testen de weerstand tegen statische doorponsbelastingen te bepalen. De test zal moeten worden uitgevoerd op een testgebied onder dezelfde omstandigheden als de uitvoeringslocatie. Deze testen zijn alleen nodig wanneer schade aan het geotextiel niet kan worden uitgesloten door praktijkervaringen.

Geotextielen die bestand zijn tegen dynamische perforatiebelastingen volgens tabel 3.1 zijn ook bestand tegen statische puntbelastingen omdat dynamische perforatiebelastingen een grotere dynamische invloed op het geotextiele oppervlak uitoefenen. Hierdoor zijn de statische doorponsbelastingen niet in de tabel opgenomen.

3.2.3 Omzetten Duits naar Nederlands

De waarden voor de functionaliteit van een geotextiel doek conform de Duitse methode zijn gebaseerd op empirisch onderzoek en kennis. Dit geldt ook voor waarden die aan de robuustheid van het geotextiel worden gesteld waardoor onderbouwing door middel van berekeningen en dergelijke ontbreken. Echter hetgeen wat aan geotextielen in de waterbouw wordt toegepast wordt gedimensioneerd conform de BAW. Door het aantal schadebeelden dat nihil is geeft de Duitse methodiek een betrouwbaar beeld neer en is deze methodiek waardig als verificatiemateriaal.

Volgens de MAG [1] worden op basis van een stenenclassificatie eisen gesteld aan de perforatieweerstand. Deze stenenclassificatie is gebaseerd op de steensoorten die toegepast werden in de waterbouw op het moment van het samenstellen van de MAG [1] door de "Bundesanstalt für Wasserbau" rond 1993. In de jaren erna is een Europese norm EN 13383 ontwikkeld voor de te gebruiken waterbouwstenen die in de TLG [2] is opgenomen. Door een vergelijkingsonderzoek van dhr J. Kayser [3] van de oude en nieuwe stenenclassificatie blijkt dat deze overeen komen en dezelfde eigenschappen bezitten. In Nederland wordt voor het toepassen van waterbouwstenen ook de Europese norm EN 13383 gehanteerd. Omzetting van de Duitse methodiek naar de Nederlandse praktijk kan hierdoor wat betreft de stenenclassificatie zonder problemen worden doorgevoerd.

In de Duitse methodiek, bestaande uit de MAG [1] en TLG [2], wordt voor het bepalen van eisen aan de robuustheid van het geotextiel gebruik gemaakt van tabel 3.1. Zoals eerder vermeld wordt ingegaan op een drietal robuustheideigenschappen, namelijk de treksterkte, slijtvastheid en de perforatieweerstand. Voor het om kunnen zetten van de Duitse methodiek naar de Nederlandse eenvoudige methode zullen deze eigenschappen verder geanalyseerd worden, en zal worden bepaald of deze toepasbaar zijn op de Nederlandse praktijk. Daarnaast zal een eis aan rek in de eenvoudige methode worden verwerkt zodat deze toepasbaar is op zowel weefsels als vliezen.

3.2.3.1 Treksterkte

Allereerst wordt in tabel 3.1 ingegaan op de treksterkte van het geotextiel. De treksterkte is kenmerkend voor de weerstand die het geotextiel kan leveren ten gevolge van trekkrachten in lengte en dwarsrichting. De geotextielen dienen conform tabel 3.1 een treksterkte groter of gelijk aan 12,0 of 9,0 kN/m te hebben afhankelijk van het type bekleding dat wordt gebruikt. Hierbij is onderscheid gemaakt in de typen bekleding, namelijk tussen een bekleding bestaande uit stortmateriaal en een bekleding uit gezette steen. De gestorte bekleding bestaat uit breuksteen en de andere bekleding uit gezette materialen zoals basaltzuilen, betonzuilen of haringmanblokken.

Bekledingsmateriaal

De bekleding bestaande uit gestort steenmateriaal wordt onderverdeeld in losse waterbouwstenen en vergoten waterbouwstenen. De vergoten waterbouwstenen worden als losse waterbouwstenen aangebracht en wordt vervolgens met fijner materiaal vergoten. Dit fijnere materiaal heeft geen grotere belastingen dan de losse waterbouwstenen. Hierdoor is de benodigde trekkracht van de vergoten waterbouwsteen gelijk gehouden aan de losse waterbouwstenen. Daarnaast wordt voor de ondoorlatende en doorlatende bekleding een onderscheid gemaakt, namelijk in het gewicht van het bekledingsmateriaal. De reden voor deze scheiding is het feit dat een lichter bekledingsmateriaal (zoals betonnen blokken of asfalt met $G < 3 \text{ kN/m}^2$) een minder robuust geotextiel nodig heeft. Dit geldt alleen wanneer de aanleg in den droge is waardoor een treksterkte groter dan $9,0 \text{ kN/m}$ moet worden aangehouden. Wordt hetzelfde materiaal gebruikt, echter wordt deze in den natte aangebracht, dan wordt een treksterkte groter dan $12,0 \text{ kN/m}$ aangehouden. In de praktijk worden zulke lichte bekledingsmaterialen alleen gebruik voor sloten en grachten, en niet in de waterwegen zelf. Hierdoor is er op het gebied van deze constructies weinig ervaring. Het lichtste bekledingsmateriaal wat in de waterwegen wordt gebruikt is de kabelverbonden betonnen blokken met een dikte van 20 cm en een G groter dan 3 kN/m^2 . Het effect van deze bekleding is vergelijkbaar met die van de waterbouwsteen waardoor voor deze deklaagconstructie een treksterkte groter dan $12,0 \text{ kN/m}$ kan worden aangehouden.

Uitvoeringswijze

De trekkrachten die optreden in het geotextiel zijn in de gebruiksfase nagenoeg nihil omdat het geotextiel in deze fase alleen een filterfunctie vervult waarbij geen grote krachten optreden. In tegenstelling tot de gebruiksfase treden in de uitvoeringsfase voornamelijk trekkrachten op waarbij de grootte van de krachten afhankelijk zijn van de wijze van uitvoering. Omdat in de uitvoeringsfase grotere krachten optreden wordt deze fase wat betreft de trekkracht als maatgevend beschouwd. De uitvoering wat betreft de aanleg van een geotextiel kan worden onderverdeeld in twee hoofdvormen, namelijk de uitvoering in den natte en in den droge. Tussen deze twee uitvoeringsvormen zitten grote verschillen met betrekking tot de benodigde treksterkte van het geotextiel. Wanneer een geotextiel wordt uitgevoerd in den droge wordt deze vaak met de hand of met behulp van een kraan uitgerold over de desbetreffende projectlocatie. Het geotextiel wordt niet als een strakke plaat gerealiseerd omdat het geotextiel zich parallel aan de vorm van de ondergrond moet zijn om een optimale filterfunctie te verkrijgen in de gebruiksfase. Wanneer het geotextiel als een strakke plaat wordt getrokken ontstaat er op verschillende plekken ruimte tussen het geotextiel en de ondergrond. Bij het aanbrengen van de toplaag zal zich op deze plaatsen eerder perforatie van het geotextiel voordoen doordat de krachten niet kunnen worden opgevangen door de ondergrond. Bij de aanleg dient het geotextiel losjes te worden geplaatst zodat het geotextiel parallel ligt aan de ondergrond, hierdoor zullen er zich geen grote trekkrachten, ten gevolge van de uitvoering in den droge, in het geotextiel voordoen. De grootste krachten ten gevolge van de uitvoering in den droge zijn als gevolg van het materiaal zoals hydraulische kranen die over het geotextiel rijden. Echter hierbij is de rek van het geotextiel van veel groter belang. De aanbrenging van een geotextiel in den natte geschiedt veelal door middel van een zink- of kraagstuk. Een zink- of kraagstuk wordt aan wal gerealiseerd en over het water getransporteerd naar de desbetreffende projectlocatie. Voor het transporteren wordt het geotextiel door middel van een klemmingsbalk verbonden met een schip. Tijdens het verplaatsen van het geotextiel vanaf de wal in het water en het transport naar de projectlocatie treden grote trekkrachten op, als gevolg van het zink- of kraagstuk van de zate aftrekken en het water wat weerstand biedt tegen het transporteren. Daarnaast zijn er bij beide uitvoeringswijzen trekkrachten die optreden als gevolg van het storten van de stenen, echter deze zijn in vergelijking met de trekkrachten ten gevolge van transport en materieel (hydraulische kranen, etc.) niet maatgevend. Hoewel theoretisch gezien de trekkrachten ten aanzien van de uitvoeringswijzen in grote mate verschillen is er in de Duitse methode geen onderscheid gemaakt, en wordt voor beide uitvoeringswijzen dezelfde waarde gehanteerd.

Vergelijking met Nederland

Gezien de uitvoeringswijzen van buurland Duitsland met betrekking tot de aanleg van geotextiele doeken is deze niet verschillend van de uitvoeringsmethoden die in Nederland worden gebruikt. Hierdoor kunnen belastingssituaties hetzelfde worden gehouden als de Duitse praktijk en kunnen daardoor dezelfde waarden worden toegepast voor de treksterkte. Daarnaast wordt zoals eerder beschreven dezelfde norm aangehouden voor de toe te passen waterbouwstenen, namelijk de Europese norm EN 13383. Wat betreft de uitvoeringswijzen en de stenenclassificatie kan de Duitse methodiek wat betreft de treksterkte om worden gezet naar de Nederlandse praktijk.

Definitieve waarden voor de treksterkte

Voor de robuustheid van het geotextiel geldt hetzelfde als hetgeen beschreven is voor de functionaliteit. Er geldt namelijk dat ook voor de robuustheid rond het jaar 1970 testen zijn ontwikkeld waarmee empirisch de belastingen op het geotextiel konden worden bepaald. Met behulp van deze testen zijn op basis van praktijkwaarnemingen en ervaring (empirische onderzoeken) waarden bepaald voor de treksterkte, schuurweerstand en de perforatieweerstand. Deze testen zijn echter voornamelijk uitgevoerd op vliezen omdat deze materialen beter bestand bleken te zijn tegen perforatiebelastingen. Daarnaast was in deze tijd de beschikbare kennis en apparatuur niet zo uitgebreid als op dit moment waardoor met huidige technieken andere waarden worden verkregen. De betrouwbaarheid van de waarden die in tabel 3.1 zijn verwerkt is hierdoor zeer gering, mede omdat het empirisch onderzoek gekoppeld is aan onderzoeken en niet gebaseerd is op een uitgewerkte theoretische onderbouwing.

De geotextielen die ondanks de ontbrekende theoretische onderbouwing worden ontwerpen volgens de MAG [1] voldoen. Het voldoen van de ontwerpen wordt gebaseerd op de hoeveelheid aan schadebeelden die in de Duitse praktijk zeer gering zijn. Het feit dat in Nederland dezelfde materialen en dezelfde uitvoeringswijzen worden gebruikt kan geconcludeerd worden, dat de Duitse methode voldoet voor de Nederlandse praktijk en kan worden omgezet.

Voor de toepassingen in de kust- en oeververdediging waarbij waterbouwstenen worden toegepast wordt gebruik gemaakt van een standaard drietal steenklassen, namelijk waterbouwstenen van de klasse CP_{90/250} (30 kg), LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg). De steenklasse CP_{90/250} wordt als standaard gebruikt, echter wordt door hydraulische omstandigheden een zwaardere sortering vereist dan worden de overige steenklassen toegepast. In de Duitse methodiek wordt wat betreft de treksterkte geen onderscheid gemaakt in de verschillende steenklassen. Wanneer vanuit hydraulische randvoorwaarden blijkt dat een waterbouwsteen van 30 kg of van 90 kg moet worden gebruikt heeft dit wel degelijk invloed op de optredende treksterkte. Hierdoor kan de tabel worden uitgebreid door voor de drie steenklassen de optredende treksterkte te bepalen voor zowel de uitvoering- als de gebruiksfase. Voor het bepalen van de optredende treksterkten in het geotextiel wordt gebruik gemaakt van de rekenregels uit de gedetailleerde methode. Hierbij worden de ongunstige waarden verkregen waardoor een hoge treksterkte wordt verkregen voor de maatgevende situatie. Geotextielen onder gunstige condities voldoen hierdoor zeker aan de treksterkte die bepaald is op basis van de eenvoudige methode. Hieronder volgend de bepaling van de benodigde treksterkten als gevolg van de toe te passen bekleding en de uitvoeringswijze. Hierbij wordt uitgegaan van standaard situaties en condities. Wijkt de desbetreffende situatie of condities af dan wordt er aanbevolen om een ontwerp te maken conform de gedetailleerde methode.

Uitvoeringsfase

Allereerst zullen de benodigde treksterkten in het geotextiel worden berekend aan de hand van de maatgevende condities. In de uitvoeringsfase zijn er vier verschillende fasen te onderscheiden namelijk:

- Het van de zate aftrekken van het zinkstuk (of kraagstuk).
- Het transporteren van het zinkstuk.
- Het plaatsen en zinken van het zinkstuk.
- Het rijden van materiaal op de steenbekleding op het geotextiel (doorpons).

Wordt het zink- of kraagstuk toegepast voor speciale toepassingen waarbij andere fasen van de uitvoering maatgevend zijn dan wordt aanbevolen te ontwerpen volgens de gedetailleerde en geavanceerde methoden. In de uitvoering worden de steenklassen CP_{90/250} (30 kg), LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg) toegepast. In de standaardsituaties worden de zink- of kraagstukken toegepast met een tweetal lagen aan wiepen. Daarnaast wordt uitgegaan van een minimale breedte van 25 meter van de zink- of kraagstukken. Bij kleinere breedtes wordt aanbevolen deze te ontwerpen volgens de gedetailleerde methode.

Aftrekken van zinkstuk (of kraagstuk) van zate

Om een veilige waarde te verkrijgen wordt een zate zonder helling aangehouden omdat deze maatgevend is voor de optredende trekkrachten.

Bepalen van de treksterkte voor een steensortering van 30 kg:

Er wordt uitgegaan van een zinkstuk met een breedte van 25 meter en een lengte van 75 meter. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde moeten worden geraadpleegd. De optredende trekkracht kan worden bepaald met onderstaande formule:

$$F_t = \frac{\mu_w \cdot L_z \cdot b_z \cdot g \cdot \left(\left(\frac{a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}}{L_z \cdot b_z} \right) \cdot \gamma_w \right) + \gamma_g}{b_z}$$

waarin:

F_t	trekkracht [kN/m]
g	valversnelling [m/s ²]
a_l	aantal wiepen over de lengte van het zink- of kraagstuk [-]
l_{wb}	lengte van de wiep over de breedte van het zink- of kraagstuk [m]
a_b	aantal wiepen over de breedte van het zink- of kraagstuk [-]
l_{wl}	lengte van de wiep over de lengte van het zink- of kraagstuk [m]
γ_w	gewicht van de wiep [kg/m ¹]
l_z	lengte van het zink- of kraagstuk [m]
b_z	breedte van het zink- of kraagstuk [m]
γ_g	gewicht van het geotextiel [kg/m ²]
μ_w	wrijvingscoëfficiënt [-]

Invullen geeft:

$$F_t = \frac{0,7 \cdot 75 \cdot 25 \cdot 9,81 \cdot \left(\left(\frac{(75 \cdot 25 + 25 \cdot 75) \cdot 5}{75 \cdot 25} \right) + 0,6 \right)}{25} = 5,5 \text{ kN/m}$$

Bepalen van de treksterkte voor een steensortering van 60 kg:

Er wordt uitgegaan van een zinkstuk met een breedte van 25 meter en een lengte van 75 meter. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde moeten worden geraadpleegd.

$$\gamma_g \quad \text{gewicht van het geotextiel} = 0,925 \text{ kg/m}^2$$

Invullen geeft:

$$F_t = \frac{0,7 \cdot 75 \cdot 25 \cdot 9,81 \cdot \left(\left(\frac{(75 \cdot 25 + 25 \cdot 75) \cdot 5}{75 \cdot 25} \right) + 0,925 \right)}{25} = 5,6 \text{ kN/m}$$

Bepalen van de treksterkte voor een steensortering van 90 kg:

Er wordt uitgegaan van een zinkstuk met een breedte van 25 meter en een lengte van 75 meter. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde moeten worden geraadpleegd.

$$\gamma_g \quad \text{gewicht van het geotextiel} = 1,5 \text{ kg/m}^2$$

Invullen geeft:

$$F_t = \frac{0,7 \cdot 75 \cdot 25 \cdot 9,81 \cdot \left(\left(\frac{(75 \cdot 25 + 25 \cdot 75) \cdot 5}{75 \cdot 25} \right) + 0,1,5 \right)}{25} = 5,9 \text{ kN/m}$$

De optredende treksterkten zijn bepaald op basis van ongunstige condities waardoor een maatgevende waarde is bepaald. Om een extra veiligheid in te bouwen worden de bepaalde treksterkten naar boven afgerond. Voor de steenklassen worden de volgende treksterkten gehanteerd:

- Bij toepassingen van een steensortering van 30 kg zal het geotextiel moeten beschikken over een treksterkte groter dan 5,5 kN/m.
- Bij toepassingen van een steensortering van 60 kg zal het geotextiel moeten beschikken over een treksterkte groter dan 5,6 kN/m.
- Bij toepassingen van een steensortering van 90 kg zal het geotextiel moeten beschikken over een treksterkte groter dan 5,9 kN/m.

Omdat de waarden van de steenklassen zo dicht bij elkaar liggen wordt de hoogste waarde (5,9 kN/m) als maatgevend beschouwd en is tevens bepalend voor steenklassen van 30 en 60 kg. Om extra veiligheid in de waarde in te bouwen wordt deze met een factor van 1,5 vermenigvuldigt en vervolgens afgerond naar boven. Hierdoor wordt voor de uitvoeringsfase voor standaard situaties een waarde voor de treksterkte aangehouden van 9 kN/m.

Het transporteren van het zinkstuk (of kraagstuk)

Voor het berekenen van de optredende trekkrachten ten gevolge van het transporteren van het zinkstuk wordt gebruik gemaakt van de eerder genoemde gegevens, die gebruikt zijn bij de berekening voor het aftrekken van het zinkstuk van de zate. Voor de stroomsnelheid wordt een waarde van 1,5 m/s aangehouden.

$$F_{tt} = \frac{\left(\left(\frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_w \cdot \frac{A_c}{A_s} - 3,2 \right) \cdot u_o^2 + 13,8 \cdot u_o - 2,5 \right) \cdot A_s}{b_z}$$

waarin:

F_{tt}	totale trekkracht [kN/m]
C_D	sleepkrachtcoëfficiënt [-]
ρ_w	massadichtheid van water [kg/m ³]
A_c	contactoppervlak van het ondervlak met de stroming [m ²]
A_s	oppervlak van het ondervlak (zinkstuk) [m ²]
u_o	stroomsnelheid van het water ten opzichte van het ondervlak [m/s]
b_z	breedte van het zinkstuk [m]

Voor de sleepkrachtcoëfficiënt wordt bij de eenvoudige methode een waarde van 1,2 aangehouden, deze kan echter ook nauwkeurig worden berekend.

Invullen geeft:

$$F_{tt} = \frac{\left(\left(\frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 1,025 \cdot \frac{(0,3 \cdot 25)}{(25 \cdot 75)} - 3,2 \right) \cdot 1,5^2 + 13,8 \cdot 1,5 - 2,5 \right) \cdot (25 \cdot 75)}{25} = 825 \text{ N/m} = 0,825 \text{ kN/m}$$

Plaatsen en zinken van het zinkstuk

Ook bij in deze fase wordt uitgegaan van de parameters en gegevens die bij voorgaande fasen zijn gebruikt voor het berekenen van de optredende trekkrachten. De volgende formule wordt voor het bepalen van de trekkracht als gevolg van het plaatsen en zinken gehanteerd.

$$F_{tt} = \frac{F_A}{b_z} \cdot f_{ov} \cdot f_i = \frac{\rho_w \cdot u^2 \cdot L^1}{\alpha_t} \cdot f_{ov} \cdot f_i$$

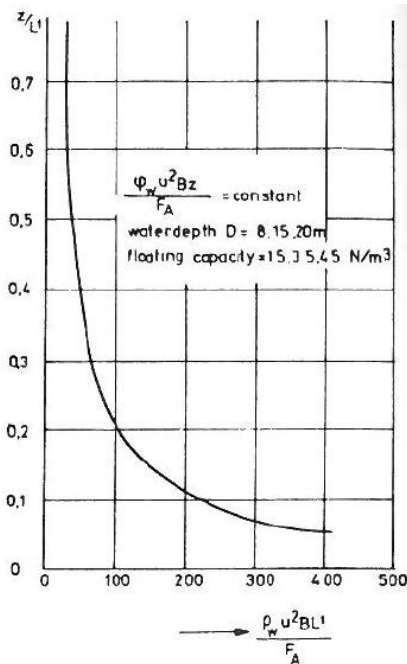
waarin:

F_{tt}	totale trekkracht [kN/m]
F_A	ankerkracht [kN]
b_z	breedte van het zinkstuk [m]
f_{ov}	veiligheidsfactor voor het oprijvend vermogen [-]
f_i	veiligheidsfactor voor inschattingsfouten [-]
ρ_w	massadichtheid van water [kg/m ³]
u	stroomsnelheid [m/s]
L^1	horizontale projectie op het wateroppervlak van het deel van het zinkstuk dat onder water zit [m]
α_t	een coëfficiënt ($= \frac{\rho_w \cdot u^2 \cdot b_z \cdot L^1}{F_A}$) direct volgend van de stroomsnelheid en het drijvend vermogen [-]

Richtlijnen voor de toe te passen veiligheidsfactoren zijn:

- 1,15 – 1,3 voor de versterking als gevolg van het oprijvend vermogen.
- 1,2 voor het voorkomen van inschattingsfouten.

Voor het bepalen van L^1 zal een schatting moeten worden gemaakt omdat van tevoren lastig te bepalen is hoe groot de lengte van het zinkstuk is dat zich onder water bevindt. Een richtlijn voor het bepalen van L^1 is dat 1/3 deel aan het wateroppervlak blijft, wat betekent dat $L^1 = \frac{2}{3} \cdot L$. Er wordt een zinkstuk van 25 x 75 m aangehouden. Voor L^1 geldt $\frac{2}{3} \cdot 75 = 50$ m. Voor de standaardsituaties geldt een maximale diepte van 10 meter waardoor de verhouding tussen $z/L^1 = 10 / 50 = 0,2$. Door middel van figuur 3.1 kan de coëfficiënt α worden bepaald, namelijk 100. Vervolgens kan F_{tt} worden bepaald.



Figuur 3.1: Coëfficiënt α_t afhankelijk van de stroomsnelheid en het drijvend vermogen

Invullen geeft:

$$F_{tt} = \frac{1025 \cdot 1,5^2 \cdot 50}{100} \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ kN/m}$$

Trekkraft ten gevolge van doorponsbelastingen

Als gevolg van de golfslagen die van invloed zijn op het bekledingsmateriaal worden doorponskrachten gecreëerd. Ten gevolge van deze doorponskracht op een helling wordt een kracht loodrecht op de helling en evenwijdig aan de helling gecreëerd. De kracht evenwijdig aan de helling heeft een versterkend effect wat betreft het afglijden van de bekledingsconstructie wat voor een trekkraft in het geotextiele doek zorgt. Aan de bovenzijde wordt het geotextiele doek verankerd waardoor deze over de benodigde trekkraft dient te beschikken voor het voorkomen van scheuring. Het geotextiel maakt bij een zorgvuldige aanleg over het gehele oppervlak contact met de ondergrond. Wanneer het bekledingsmateriaal wil afglijden ondervindt deze wrijving tussen het geotextiele doek en de ondergrond. De kracht die wordt opgenomen door de grond (wrijvingskracht) dient af te worden getrokken van de kracht die evenwijdig aan het talud werkt.

De wijzen van uitvoering, namelijk in den natte en in den droge, zorgen voor verschillende belastingen waardoor verschillen in de optredende trekkraften ontstaan. Bij de uitvoering in den natte is er geen sprake van rijdend materieel over de toplaag waardoor golfbelasting als maatgevende doorponskracht wordt gerekend. Het rijden van materieel over de toplaag is in de uitvoering in den droge de maatgevende situatie wat betreft doorpons. Er wordt onderscheid gemaakt in de bekledingsmaterialen, namelijk zetsteen en waterbouwsteen.

Voor het bepalen van de benodigde treksterkte moet worden uitgegaan van de maatgevende situatie. Als maatgevende situatie wordt een talud van 1:2 aangehouden, bij steilere situaties geeft de eenvoudige methode geen garantie voor het overeenkomen van de berekende treksterkte met de praktijk. Daarnaast wordt voor het materieel een rupsgraafmachine (Volvo EC 140 C) [4] aangehouden, omdat dit de maatgevende rupskraan is die volgens de eenvoudige methode kan manoeuvreren over de steenbekleding. Deze machine heeft rupsen met de afmetingen 0,6 x 3,040 m. Daarnaast bestaat de uitvullaag uit materiaal met een laagdicte van 0,45 m en een dichtheid van 2300 kg/m³. De toplaag die wordt toegepast heeft een dichtheid van 2650 kg/m³, hiervan wordt een laagdicte van 0,1 m toegepast.

Zetsteen op een hellend vlak

De druk die door het materieel op een hellend vlak op het geotextiele doek wordt geleverd is met onderstaande formule te berekenen.

$$P_{N;mat} = \left(\frac{F_{rups}}{\left(\frac{rupsbreedte + h_2 * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e))) + h_2 * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha)) * (rupslengte + 2 * e * h_2)}{h_1} + \gamma_{s;2} * \frac{h_2}{\cos(\alpha)} \right)} \right) + \gamma_{s;1} * \frac{h_1}{\cos(\alpha)}$$

$$P_{N;mat} = \left(\frac{137}{\left(\frac{0,6 + 0,1 * (\tan(26,6) - \tan(26,6 - \arctan(0,3))) + 0,1 * (\tan(\arctan(0,3) + 26,6) - \tan(26,6)) * (3,040 + 2 * 0,3 * 0,1)}{0,45} + 26,5 * \frac{0,1}{\cos(26,6)} \right)} \right) + 23 * \frac{0,45}{\cos(26,6)} = 80 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m^2]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupspand [kN]
- $\gamma_{s;1}$ volumieke massa zetsteen [kN/m^3]
- h_1 laagdikte zetsteen [m]
- $\gamma_{s;2}$ volumieke massa uitvullaag [kN/m^3]
- h_2 laagdikte van de uitvullaag [m]
- e belastingspreidingsfactor van uitvullaag [-]
- α hellingshoek talud [$^\circ$]

De kracht die geleverd wordt ten gevolge van het gewicht van het materieel kan met behulp van onderstaande worden berekend.

$$F_{rups} = m * g * 10^{-3} = 15000 * 9,81 * 10^{-3} = 137 \text{ kN}$$

waarin:

- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupspand [kN]
- m massa graafmachine [kg]
- g valversnelling [m/s^2]

De richtwaarden voor de belastingspreidingsfactor(e) voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden is weergegeven in tabel 3.2, hierbij is de grijs arceerde rij van toepassing bij een uitvullaag.

Tabel 3.2: Richtwaarden voor belastingspreidingsfactor (e) voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden

Funderingsmateriaal	CBR-waarde (%)	Spreidingsfactor e^*
Onverdicht zand	< 5	0,25
Onverdicht ongebonden steenfundering	10	0,30
Opgespoten zand na verdichten	8 – 12	0,30
Fijne dekzanden na verdichting	12 – 18	0,35
Grindhoudend zand na verdichting	15 – 20	0,35
Zand gestabiliseerd met cement	25 – 50	0,40
Ongebonden steenfundering na verdichting	30 – 60	0,45
Hoogovenslakken na verdichting en binding	40 – 70	0,50

* $e = 0,25$; wil zeggen een spreiding van 4:1 (verticaal : horizontaal)

Vervolgens kan de trekkracht worden bepaald waarbij door de vlakke ondergrond de hellingshoek vervalst.

$$F_t = \sin(\alpha) * P_{Neerwaarts} * b^2 = \sin(26,6) * 80 * 0,45^2 = 7,25 \text{ kN}$$

waarin:

- F_t trekkracht [kN]
- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m²]
- b breedte van de zetsteen [m]

Ten gevolge van het afschuiven wordt er een deel van de optredende trekkracht opgenomen door het geotextiele doek en een deel door de wrijving van het doek met de ondergrond. De wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor de wrijvingshoek worden de richtwaarden in tabel 3.3 aangehouden.

Tabel 3.3: Wrijvingshoek tussen geotextiel en ondergrond

Ruwheid materiaal	Wrijvingshoek δ
Ruw (0.5 – 10 . d ₅₀)	2/3 . ϕ
Halfruw (0.1 – 0,5 . d ₅₀)	1/3 . ϕ

Uitgegaan wordt dat een kleiige halfruwe ondergrond de trekkrachten het slechtst kan opnemen waardoor een maatgevende $\phi = 17,5^\circ$ wordt aangehouden. Hierdoor wordt $\delta = 1/3 \cdot 17,5 = 5,8^\circ$. De resulterende trekkracht is als volgt te bepalen:

$$F_{tt} = \frac{F_t - \left(\frac{F_t \cdot \tan(\delta)}{\tan(\alpha)} \right)}{b} = \frac{7,25 - \left(\frac{7,25 \cdot \tan(5,8)}{\tan(26,6)} \right)}{0,45} = 12,9 \text{ kN/m}$$

waarin:

- F_{tt} totale trekkracht [kN/m]
- F_t verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
- δ wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]
- b breedte van de zetsteen [m]

Zetsteen onder invloed van golfslag

Golfslag heeft alleen invloed op constructie met een helling. Wanneer de constructie bestaat uit een vlakke onderlaag dan stroomt het water erover heen en zal geen afschuiving optreden. De golfbelasting op de constructie wordt met onderstaande formule berekend.

$$P_{golf} = A_g * \rho_w * g * H_s = 1,225 * 1025 * 9,81 * 1,9 = 23404 \text{ N/m}^2$$

waarin:

- P_{golf} golfbelasting [N/m²]
- ρ_w massadichtheid water [kg/m³]
- g versnelling zwaartekracht [m/s²]
- H_s significante golfhoogte [m]

De A_g is afhankelijk van de golfbrekerparameter (ξ_{op}) en de demping van de golfslag, de A_g kan berekend worden met onderstaande formule waarbij de dempingsfactor zo laag mogelijk is gehouden voor de maatgevende waarden.

$$A_g = \frac{\xi_{op}}{C_{golf}} = \frac{2,45}{2} = 1,225$$

waarin:

- A_g een functie van de golfsteilheid en golf gradiënt (of breker index ξ) [-]
 ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
 C_{golf} dempingsfactor golfslag [-]

De golfbrekerparameter kan bepaald worden met onderstaande formule. Aangenomen wordt een significante golfhoogte van 1,9 m met een golfperiode van 5,4 s. Deze aanname is gebaseerd op praktijkgegevens waarbij het gemiddelde genomen is voor waarden van de eenvoudige methode.

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,561 * T_p^2}}} = \frac{\tan 26,6}{\sqrt{\frac{1,9}{1,561 * 5,4^2}}} = 2,45$$

waarin:

- ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
 α hellingshoek talud [°]
 H_s significante golfhoogte [m]
 T_p golfperiode bij de piek van het golfspectrum [s]

De dempingsfactor van de constructie ten opzicht van golfslag is weergegeven in tabel 3.4. De factor is afhankelijk van de opbouw van de constructie, bij aanwezigheid van een filterlaag (van granulaair materiaal) zal er een dempingsfactor moeten worden toegepast.

Tabel 3.4: Dempingsfactor golfslag

Opbouw kustverdediging	Dempingsfactor (C_{golf})
Enkel toplaag	1
Toplaag en filterlaag (granulaair materiaal)	2

Vervolgens kan de trekkracht worden die veroorzaakt wordt door golfslag.

$$F_t = \sin(\alpha) * (\gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)}) * b^2 = \sin(26,6) * (23 * \frac{0,45}{\cos(26,6)} + 26,5 * \frac{0,1}{\cos(26,6)}) * 0,45^2 = 1,3 \text{ kN}$$

waarin:

- F_t trekkracht [kN]
 b breedte van de zetsteen [m]
 α hellingshoek talud [°]
 γ_s volumieke massa zetsteen [kN/m³]
 h laagdikte breuksteen [m]

Ten gevolge van het afschuiven wordt er een deel van de optredende trekkracht opgenomen door het geotextiele doek en een deel door de wrijving van het doek met de ondergrond. De wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor de wrijvingshoek worden de richtwaarden in de tabel 3.3 aangehouden.

Uitgegaan wordt dat een kleiige halfruwe ondergrond de trekkrachten het slechtst kan opnemen waardoor een maatgevende $\phi = 17,5^\circ$ wordt aangehouden. Hierdoor wordt $\delta = 1/3 \cdot 17,5 = 5,8^\circ$. De resulterende trekkracht is als volgt te bepalen:

$$F_{tt} = \frac{F_t - \left(\frac{F_t \cdot \tan(\delta)}{\tan(\alpha)} \right)}{b} = \frac{1,3 - \left(\frac{1,3 \cdot \tan(5,8)}{\tan(26,6)} \right)}{0,45} = 2,3 \text{ kN/m}$$

waarin:

- F_{tt} totale trekkracht [kN/m]
- F_t verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
- δ wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]
- b breedte van de zetsteen [m]

Breksteen op een hellend vlak

Voor de breksteenconstructies wordt uitgegaan van de zwaarste sortering van de standaardsorteringen die op dit moment in de Nederlandse waterbouw worden toegepast. Het betreft steensortering LMB₁₀₋₆₀ (90 kg) met een D_{85} van 0,37 m. De druk van de graafmachine en de steenbekleding op het totale belastingsvlak is berekend met onderstaande formule:

$$P_{N;mat} = \frac{F_{rups}}{rupsbreedte \cdot rupslengte} + \gamma_s \cdot \frac{h}{\cos(\alpha)} = \frac{137}{0,6 \cdot 3,040} + 26,5 \cdot \frac{0,5}{\cos(26,6)} = 90 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m²]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- γ_s volumieke massa breksteen [kN/m³]
- h laagdikte breksteen [m]
- α hellingshoek talud [°]

Vervolgens kan de trekkracht die geleverd wordt door groot materieel worden bepaald met behulp van onderstaande formule.

$$F_t = \sin(\alpha) \cdot \left(\frac{P_{Neerwaarts} \cdot \pi \cdot D^2}{4} \right) = \sin(26,6) \cdot \left(\frac{90 \cdot \pi \cdot 0,37^2}{4} \right) = 4,3 \text{ kN}$$

waarin:

- F_t verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
- α hellingshoek talud [°]
- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m²]
- D maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
- d breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel ($d = D \cdot 0,5$) [m]

Ten gevolge van het afschuiven wordt er een deel van de optredende trekkracht opgenomen door het geotextiele doek en een deel door de wrijving van het doek met de ondergrond. De wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor de wrijvingshoek worden de richtwaarden in tabel 3.3 aangehouden.

Uitgegaan wordt dat een kleiige halfruwe ondergrond de trekkrachten het slechtst kan opnemen waardoor een maatgevende $\phi = 17,5^\circ$ wordt aangehouden. Hierdoor wordt $\delta = 1/3 \cdot 17,5 = 5,8^\circ$. De resulterende trekkracht is als volgt te bepalen:

$$F_{tt} = \frac{F_t - \left(\frac{F_t \cdot \tan(\delta)}{\tan(\alpha)} \right)}{b} = \frac{4,3 - \left(\frac{4,3 \cdot \tan(5,8)}{\tan(26,6)} \right)}{0,45} = 7,8 \text{ kN/m}$$

waarin:

- F_{tt} totale trekkracht [kN/m]
- F_t verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
- δ wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]
- b breedte van de zetsteen [m]

Breksteen onder invloed van golfslag

Voor de breksteenconstructies wordt uitgegaan van de zwaarste sortering van de standaardsoorten die op dit moment in de Nederlandse waterbouw worden toegepast. Het betreft steensortering LMB₁₀₋₆₀ (90 kg) met een D_{85} van 0,37 m. Golfslag heeft alleen invloed op constructie met een helling. Wanneer de constructie bestaat uit een vlakke onderlaag dan stroomt het water erover heen en zal geen afschuiving optreden. De golfbelasting op de constructie wordt met behulp van de volgende formule berekend:

$$P_{golf} = A_g * \rho_w * g * H_s = 2,45 * 1025 * 9,81 * 1,9 = 46807 \text{ N/m}^2$$

waarin:

- P_{golf} golfbelasting [N/m²]
- ρ_w massadichtheid water [kg/m³]
- g versnelling zwaartekracht [m/s²]
- H_s significante golfhoogte [m]

De A_g is afhankelijk van de golfbrekerparameter (ξ_{op}) en de demping van de golfslag, de A_g kan berekend worden met onderstaande formule waarbij de dempingsfactor zo laag mogelijk is gehouden voor de maatgevende waarden.

$$A_g = \frac{\xi_{op}}{C_{golf}} = \frac{2,45}{1} = 2,45$$

waarin:

- A_g een functie van de golfsteilheid en golf gradiënt (of breker index ξ) [-]
- ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
- C_{golf} dempingsfactor golfslag [-]

De golfbrekerparameter kan bepaald worden met onderstaande formule. Aangenomen wordt een significante golfhoogte van 1,9 m met een golfperiode van 5,4 s. Deze aanname is gebaseerd op praktijkgegevens waarbij het gemiddelde genomen is voor waarden van de eenvoudige methode.

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,561 * T_p^2}}} = \frac{\tan 26,6}{\sqrt{\frac{1,9}{1,561 * 5,4^2}}} = 2,45$$

waarin:

- ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
- α hellingshoek talud [°]
- H_s significante golfhoogte [m]
- T_p golfperiode bij de piek van het golfspectrum [s]

De dempingsfactor van de constructie ten opzicht van golfslag is weergegeven in tabel 3.4. De factor is afhankelijk van de opbouw van de constructie, bij aanwezigheid van een filterlaag (van granulair materiaal) zal er een dempingsfactor moeten worden toegepast.

Vervolgens kan de trekkracht die geleverd wordt door de golfslag worden bepaald met behulp van onderstaande formule.

$$F_t = \sin(\alpha) * \left(\frac{\sin(\alpha) * \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} * \pi * D^2}{4} \right) = \sin(26,6) * \left(\frac{\sin(26,6) * 26,5 * \frac{0,5}{\cos(26,6)} * \pi * 0,37^2}{4} \right) = 0,32 \text{ kN}$$

waarin:

F_t	trekkracht [kN]
P_{Neer}	bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m ²]
P_{Opw}	reactiekracht van de ondergrond [kN/m ²]
D	maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
d	breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel ($d = D * 0,5$) [m]
α	hellingshoek talud [°]
P_{golf}	golfbelasting [kN/m ²]
γ_s	volumieke massa breuksteen [kN/m ³]
h	laagdikte breuksteen [m]

Ten gevolge van het afschuiven wordt er een deel van de optredende trekkracht opgenomen door het geotextiele doek en een deel door de wrijving van het doek met de ondergrond. De wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor de wrijvingshoek worden de richtwaarden in tabel 3.3 aangehouden.

Uitgegaan wordt dat een kleiige halfruwe ondergrond de trekkrachten het slechtst kan opnemen waardoor een maatgevende $\phi = 17,5^\circ$ wordt aangehouden. Hierdoor wordt $\delta = 1/3 \cdot 17,5 = 5,8^\circ$. De resulterende trekkracht is als volgt te bepalen:

$$F_{tt} = \frac{F_t - \left(\frac{F_t \cdot \tan(\delta)}{\tan(\alpha)} \right)}{D} = \frac{0,32 - \left(\frac{0,32 \cdot \tan(5,8)}{\tan(26,6)} \right)}{0,37} = 0,7 \text{ kN/m}$$

waarin:

F_{tt}	totale trekkracht [kN/m]
F_t	verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
δ	wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]
D	maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]

Gebruiksfase

Voor de gebruiksfase is de fase maatgevend waarin de steenbekleding op het geotextiele doek is aangebracht en door het hellend vlak wordt belast als gevolg van afglijding (zowel nat als droog). Bij het afglijden van de steenbekleding en/of het geotextiele doek worden trekkrachten gecreëerd die maatgevend zijn. Ook in de gebruiksfase zijn de steenklassen CP_{90/250} (30 kg), LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg) van toepassing. Er wordt uitgegaan van een maatgevend talud van 1:2 ($\alpha = 27^\circ$) met een wrijvingshoek δ van 18° tussen het geotextiel en de ondergrond, zoals deze in de CUR 174 [5] zijn gepubliceerd. Daarnaast wordt voor het talud een maximale lengte van 15 meter aangehouden. Bij toepassingen waarbij het talud langer is dan 15 meter wordt aanbevolen te ontwerpen volgens de gedetailleerde en/of geavanceerde methoden. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde moeten worden geraadpleegd. Met de volgende formule kan de maximaal optredende trekkracht worden bepaald:

$$F_t = G \cdot L_{geo} \cdot (\sin \alpha - \tan \delta_w \cdot \cos \alpha)$$

waarin:

- F_t trekkracht [kN/m]
 G gewicht van de toplaag per eenheid van oppervlak [kN/m²]
 L_{geo} lengte geotextiel loodrecht op de glooiing [m]
 α hellingshoek [°]
 δ_w wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]

Het gewicht van de toplaag kan worden bepaald aan de hand van de steenklassen. Uit CUR-publicatie 197 [6] is de minimale storthoeveelheid te bepalen voor de steensorteringen in kg/m², zie tabel 3.5.

Tabel 3.5: Eigenschappen van de steenklassen

Sortering	D_{50} (cm)	M_{50} (kg)	D_{n50} gemiddeld (cm)	Laagdikte $1,5 * D_{n50}$ (cm)	Minimale Stort hoeveelheid bij $1,5 * D_{n50}$ laagdikte (kg/m ²)
30/60 mm	3,9-4,9	0,09-0,18	3,7	20	300
40/100 mm	6,2-8,8	0,35-1,04	6,3	20	300
50/150 mm	8,8-12,3	1,04-2,79	8,9	20	300
80/200 mm	12,3-17,7	2,79-8,31	12,6	20	300
5-40 kg	21-26	12-25	19	29	450
10-60 kg	26-31	24-43	24	36	550
40-200 kg	38-44	84-131	35	53	800
60-300 kg	45-51	139-204	41	62	950
300-1000 kg	71-71	541-692	63	95	1450
1000-3000 kg	103-110	1620-1980	90	135	2050
3000-6000 kg	136-143	3843-4392	118	177	2700
6000-10000 kg	167-174	7050-7990	144	216	3250

Bepalen van de treksterkte voor een steensortering van 30 kg:

Steenklasse CP_{90/250} (30 kg) staat niet tussen de sorteringen in de tabel, echter deze valt tussen de 80/200 mm en de 5-40 kg. De minimale storthoeveelheid bedraagt dan 300 kg/m². Het gewicht van het geotextiel kan met de gegeven formule van Lawson worden bepaald:

$$m_a > C_s \cdot H_{stort}^{0,5} \cdot D_{85}$$

waarin:

- m_a massa van het geotextiel per eenheid van oppervlak [kg/m²]
 H_{stort} valhoogte van het stortmateriaal [m];
 D_{85} karakteristieke korreldiameter van het stortmateriaal in [m];
 C_s schadefactor bij bulkbestorting:
 C_s 1,2 : geen schade;
 C_s 0,75: 10 % van het oppervlak beschadigd.

De waarden van C_s zijn gebaseerd op praktijkwaarnemingen. Voor de valhoogte wordt maximaal een hoogte van 2 meter aangehouden. Er mag geen schade optreden waardoor een waarde van 1,2 wordt aangehouden voor de schadefactor. Voor de karakteristieke korreldiameter wordt verwezen naar de NEN-EN 13383, voor CP_{90/250} bedraagt de korreldiameter 0,242 m.

Invullen geeft:

$$m_a > 1,2 \cdot 2 \cdot 0,242 = 0,6 \text{ kg/m}^2$$

Het gewicht van het bekledingsmateriaal, bestaande uit het geotextiel en de toplaag kan nu worden bepaald:

$$G = (300 + 0,6) \cdot 9,81 = 2949 \text{ N/m}^2 = 2,95 \text{ kN/m}^2$$

Invullen geeft:

$$F_t = 2,95 \cdot 15 \cdot (\sin 27 - \tan 18 \cdot \cos 27) = 7,3 \text{ kN/m}$$

Bepalen van de treksterkte voor een steensortering van 60 kg:

Voor steenklasse LMB_{5/40} (60 kg) bedraagt de minimale storthoeveelheid 450 kg/m². Het gewicht van het geotextiel kan met de gegeven formule van Lawson worden bepaald:

$$m_a > C_s \cdot H_{stort}^{0,5} \cdot D_{85}$$

waarin:

- m_a massa van het geotextiel per eenheid van oppervlak [kg/m²]
- H_{stort} valhoogte van het stortmateriaal [m];
- D_{85} karakteristieke korreldiameter van het stortmateriaal in [m];
- C_s schadefactor bij bulkbestorting:
- C_s 1,2 : geen schade;
- C_s 0,75: 10 % van het oppervlak beschadigd.

De waarden van C_s zijn gebaseerd op praktijkwaarnemingen. Voor de valhoogte wordt maximaal een hoogte van 2 meter aangehouden. Er mag geen schade optreden waardoor een waarde van 1,2 wordt aangehouden voor de schadefactor. Voor de karakteristieke korreldiameter wordt verwezen naar de NEN-EN 13383, voor LMB_{5/40} (60 kg) bedraagt de korreldiameter 0,31 m.

Invullen geeft:

$$m_a > 1,2 \cdot 2 \cdot 0,31 = 0,75 \text{ kg/m}^2$$

Het gewicht van het bekledingsmateriaal, bestaande uit het geotextiel en de toplaag kan nu worden bepaald:

$$G = (450 + 0,75) \cdot 9,81 = 4422 \text{ N/m}^2 = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

Invullen geeft:

$$F_t = 4,4 \cdot 15 \cdot (\sin 27 - \tan 18 \cdot \cos 27) = 10,9 \text{ kN/m}$$

Bepalen van de treksterkte voor een steensortering van 90 kg:

Voor steenklasse LMB_{10/60} (90 kg) bedraagt de minimale storthoeveelheid 550 kg/m². Het gewicht van het geotextiel kan met de gegeven formule van Lawson worden bepaald:

$$m_a > C_s \cdot H_{stort}^{0,5} \cdot D_{85}$$

waarin:

- m_a massa van het geotextiel per eenheid van oppervlak [kg/m^2]
 H_{stort} valhoogte van het stortmateriaal [m];
 D_{85} karakteristieke korreldiameter van het stortmateriaal in [m];
 C_s schadefactor bij bulkbestorting:
 C_s 1,2 : geen schade;
 C_s 0,75: 10 % van het oppervlak beschadigd.

De waarden van C_s zijn gebaseerd op praktijkwaarnemingen. Voor de valhoogte wordt maximaal een hoogte van 2 meter aangehouden. Er mag geen schade optreden waardoor een waarde van 1,2 wordt aangehouden voor de schadefactor. Voor de karakteristieke korreldiameter wordt verwezen naar de NEN-EN 13383, voor $LMB_{10/60}$ (90 kg) bedraagt de korreldiameter 0,37 m.

Invullen geeft:

$$m_a > 1,2 \cdot 2 \cdot 0,37 = 0,9 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Het gewicht van het bekledingsmateriaal, bestaande uit het geotextiel en de toplaag kan nu worden bepaald:

$$G = (550 + 0,9) \cdot 9,81 = 5404 \text{ N}/\text{m}^2 = 5,4 \text{ kN}/\text{m}^2$$

Invullen geeft:

$$F_t = 5,4 \cdot 15 \cdot (\sin 27 - \tan 18 \cdot \cos 27) = 13,3 \text{ kN}/\text{m}$$

De optredende treksterkten zijn bepaald op basis van ongunstige condities waardoor een maatgevende waarde is bepaald. Om een extra veiligheid in te bouwen worden de bepaalde treksterkten naar boven afgerond. Voor de steenklassen worden de volgende treksterkten gehanteerd:

- Bij toepassingen van een steensortering van 30 kg zal het geotextiel moeten beschikken over een treksterkte groter dan 8 kN/m.
- Bij toepassingen van een steensortering van 60 kg zal het geotextiel moeten beschikken over een treksterkte groter dan 11 kN/m.
- Bij toepassingen van een steensortering van 90 kg zal het geotextiel moeten beschikken over een treksterkte groter dan 14 kN/m.

De steensorteringen (breuksteen) in tabel 3.5 hebben een dichtheid van $\rho = 2.650 \text{ kg}/\text{m}^3$. Voor wat betreft steenzettingen zoals basaltblokken etc. hebben deze een dichtheid van $2.300 \text{ kg}/\text{m}^3$ en is de dikte van de laag die wordt toegepast vergelijkbaar met die van breuksteen. Er kan worden uitgegaan dat het gewicht van steenzettingen het gewicht van de steensorteringen niet overschrijden, waardoor voor de steenzettingen de maatgevende waarde kan worden aangehouden wat betreft de uitvoering in den droge, namelijk een treksterkte van 14 kN/m. Hierbij is ervan uitgegaan dat bij toepassing van een vlijlaag onder de steenzettingen deze treksterkte, als gevolg van de extra veiligheden die zijn inbegrepen, voldoet. Dit geldt voor standaard steenzettingen zoals de basaltblokken, haringmanblokken, etc. Wordt een steenzetting gebruikt die niet als standaard wordt beschouwd dan zal de treksterkte moeten worden bepaald met de gedetailleerde methode.

Conclusie

In tabel 3.6 zijn de trekkrachten met de bijbehorende fase weergegeven.

Tabel 3.6: Treksterkte

				Trekkracht (kN/m)
Uitvoeringsfase	Aftrekken zinkstuk van zate (alle waterbouwsteen)			9
	Transporteren zinkstuk (alle waterbouwsteen)			0,825
	Plaatsen en zinken (alle waterbouwsteen)			1,8
	Treksterkte ten gevolge van doorpons	Zetsteen	Materieel	12,9
			Golfslag	2,3
		Alle waterbouwsteen	Materieel	7,8
Golfslag			0,7	
Gebruiksfase	Waterbouwsteen	CP ₉₀₋₂₅₀ (30 kg)	8	
		LMB _{5/40} (60 kg)	11	
		LMB _{10/60} (90 kg)	14	
	Zetsteen		14	

Deze waarden zijn bepaald aan de hand van de gedetailleerde methode (deze is gebaseerd op testen in het veld) waardoor de waarden als betrouwbaar kunnen worden beschouwd. Daarnaast zijn de berekende treksterkten bepaald op de meest maatgevende situatie. Hierbij geldt dat wanneer de condities gunstiger zijn dan de standaard waarden dat de treksterkte kan worden bepaald aan de hand van de eenvoudige methode. Wordt er echter afgeweken van deze standaard waarden, waardoor mogelijk grotere trekkrachten kunnen optreden, dan zal een gedetailleerde en waar mogelijk de geavanceerde methode moeten worden gehanteerd voor het ontwerp.

Op basis van tabel 3.6 kan de maximale trekkracht worden bepaald voor de materialen die in de huidige Nederlandse waterbouw worden toegepast. Er kan onderscheid worden gemaakt in de verschillende materialen die toegepast worden.

Voor de waterbouwsteen van 30 kg (CP₉₀₋₂₅₀) geldt de uitvoeringsmethode als maatgevend, namelijk de treksterkte ten gevolge van doorpons door materieel. Hierbij treedt een trekkracht in het geotextiele doek op van 10 kN/m en is daarbij maatgevend. Deze waarde zal in de eenvoudige ontwerpmethodologie worden aangehouden voor waterbouwsteen CP₉₀₋₂₅₀.

Wat betreft de waterbouwsteen van 60 kg (LMB_{5/40}) geldt de gebruiksfase als maatgevende situatie waarbij een trekkracht van 11 kN/m op kan treden. Wanneer deze steenklasse in een constructie wordt toegepast dient het geotextiel een trekkracht van 11 kN/m of groter te hebben.

Ook voor de waterbouwsteen van 90 kg (LMB_{10/60}) geldt de gebruiksfase als maatgevend, waardoor bij toepassing van deze steenklasse het geotextiel over een minimale trekkracht van 14 kN/m dient te beschikken.

Bij zetsteen treedt in de uitvoeringsfase de grootste trekkracht op, namelijk treksterkte ten gevolge van doorpons van het materieel. Hierbij zal voor de minimale trekkracht een waarde van 16,5 kN/m worden aangehouden.

De waarden die bepaald zijn voor de optredende treksterkte zijn alleen toepasbaar bij constructies waarin geen teenconstructie is opgenomen. Wanneer een teenconstructie is opgenomen in de constructie wordt de toplaag en het geotextiel van onder tegengehouden waardoor het afglijden van de bekledingsconstructie niet mogelijk is. Hierdoor ontstaan er ook geen trekkrachten waardoor deze waarden niet van toepassing zijn bij constructies met een teenconstructie. Echter voor het behoud van enige robuustheid op het gebied van de treksterkte van het geotextiel wordt een minimale trekkracht vereist. Hierbij wordt de uitvoeringsfase als maatgevend gehouden en zal de waarde van 10 kN/m, als gevolg van doorpons van materieel, worden gehanteerd.

3.2.3.2 Doorponsweerstand

Indien er grote belastingen op de steenbekleding voorkomen, waarbij de neerwaartse kracht groter is dan de reactiekracht van de ondergrond, zal de steenbekleding in feite naar beneden worden gedrukt. Deze indrukking is de resulterende kracht van de neerwaartse kracht en de reactiekracht, ofwel de doorponskracht. Gedurende het doorpons proces dient het geotextiel mee te vervormen met de ondergrond en is het niet toegestaan dat er gaten- en scheurvorming plaatsvindt. Er zal een geotextiel moeten worden toegepast, waarbij een eis is gesteld aan de doorponsweerstand zodat doorpons van het geotextiel door belasting van groot materieel en golfslag belet wordt. Voor doorponsweerstand van het geotextiel is onderscheidt gemaakt in een steenbekleding van zetsteen en een steenbekleding van waterbouwsteen. Deze verschillende steenbekledingen stellen namelijk verschillende eisen aan het geotextiel.

Voor het bepalen van de benodigde treksterkte moet worden uitgegaan van de maatgevende situatie. Als maatgevende situatie wordt een talud van 1:2 aangehouden, bij steilere situaties geeft de eenvoudige methode geen garantie voor het overeenkomen van de berekende treksterkte met de praktijk. Daarnaast wordt voor het materieel een rupsgraafmachine (Volvo EC 140C) [4] aangehouden omdat deze vergelijkbaar is aan de machines die worden toegepast. Deze machine heeft rupsen met de afmetingen 0,6 x 3,648 m. Daarnaast bestaat de uitvullaag uit materiaal met een laagdicte van 0,45 m en een dichtheid van 23 kg. De toplaag die wordt toegepast heeft een dichtheid van 26,5 kg, hiervan wordt een laagdikte van 0,1 m toegepast.

Zetsteen op een vlakke onderlaag

De druk die door het materieel op een vlakke onderlaag op het geotextiele doek wordt geleverd is met onderstaande formule te berekenen.

$$P_{N;mat} = \frac{F_{rups}}{(rupsbreedte+2*e*h_2)*(rupslengte+2*e*h_2)} + \gamma_{s;1} * h_1 + \gamma_{s;2} * h_2 =$$

$$\frac{147}{(0,6+2*0,3*0,1)*(3,040+2*0,3*0,1)} + 23 * 0,45 + 26,5 * 0,1 = 80 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

$P_{N;mat}$	druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m ²]
F_{rups}	belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
$\gamma_{s;1}$	volumieke massa zetsteen [kN/m ³]
h_1	laagdikte zetsteen [m]
$\gamma_{s;2}$	volumieke massa uitvullaag [kN/m ³]
h_2	laagdikte van de uitvullaag [m]

De kracht die geleverd wordt ten gevolge van het gewicht van het materieel kan met behulp van formule 9.25 worden berekend.

$$F_{rups} = m * g * 10^{-3} = 14000 * 9,81 * 10^{-3} = 137 \text{ kN}$$

waarin:

F_{rups}	belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
m	massa graafmachine [kg]
g	valversnelling [m/s ²]

De richtwaarden voor de belastingspreidingsfactor(e) voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden is weergegeven in tabel 3.2, hierbij is de grijs arceerde rij van toepassing bij een uitvullaag.

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, levert een reactiekracht op het doorponzen van de steenbekleding op het geotextiel. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de onderstaande formule.

$$P_{\text{ondergrond}} = F_{\text{undr}} * 0,75 = 40 * 0,75 = 30 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

F_{undr} Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m^2]

De minimum eis die moet worden gehanteerd voor de ongedraineerde schuifsterkte van de ondergrond, om te voorkomen dat de doorpons kracht op het geotextiel zo groot wordt dat er geen enkel geotextiel voldoet is:

$$F_{\text{undr}} \geq 40 \text{ kN/m}^2$$

De doorponskracht die loodrecht op het geotextiel werkt afkomstig van groot materieel kan berekend worden met onderstaande formule waarbij door de vlakke onderlaag de hellingshoek 0° is.

$$F_R = \cos(\alpha) * P_{\text{Neerwaarts}} * b^2 - P_{\text{Opwaarts}} * b^2 = \cos(0) * 80 * 0,45^2 - 30 * 0,45^2 = 10 \text{ kN}$$

Zetsteen op een hellend vlak

De druk die door het materieel op een hellend vlak op het geotextiele doek wordt geleverd is met onderstaande formule te berekenen. Voor het berekenen wordt gebruik gemaakt van eerder genoemde parameters.

$$P_{N;\text{mat}} = \left(\frac{F_{\text{rup}}}{(\text{rupsbreedte} + h_2 * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e))) + h_2 * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha))) * (\text{rupslengte} + 2 * e * h_2)} \right) + \gamma_{s;1} * \frac{h_1}{\cos(\alpha)} + \gamma_{s;2} * \frac{h_2}{\cos(\alpha)}$$

$$P_{N;\text{mat}} = \left(\frac{137}{(0,6 + 0,1 * (\tan(26,6) - \tan(26,6 - \arctan(0,3))) + 0,1 * (\tan(\arctan(0,3) + 26,6) - \tan(26,6))) * (3,040 + 2 * 0,3 * 0,1)} \right) + 23 * \frac{0,45}{\cos(26,6)} + 26,5 * \frac{0,1}{\cos(26,6)} = 80 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

$P_{N;\text{mat}}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m^2]

F_{rup} belastingafdracht graafmachine aan één rupspan [kN]

$\gamma_{s;1}$ volumieke massa zetsteen [kN/m^3]

h_1 laagdikte zetsteen [m]

$\gamma_{s;2}$ volumieke massa uitvullaag [kN/m^3]

h_2 laagdikte van de uitvullaag [m]

e belastingspreidingsfactor van uitvullaag [-]

α hellingshoek talud [$^\circ$]

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, levert een reactiekracht op het doorponzen van de steenbekleding op het geotextiel. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de onderstaande formule.

$$P_{\text{ondergrond}} = F_{\text{undr}} * 0,75 = 40 * 0,75 = 30 \text{ kN/m}^2$$

De doorponskracht die loodrecht op het geotextiel werkt afkomstig van groot materieel en wordt berekend met de volgende formule:

$$F_R = \cos(\alpha) * P_{Neerwaarts} * b^2 - P_{Opwaarts} * b^2 = \cos(26,6) * 80 * 0,45^2 - 30 * 0,45^2 = 8,4 \text{ kN}$$

Zetsteen onder invloed van golfslag

De golfbelasting op de constructie wordt berekend met de volgende formule:

$$P_{golf} = A_g * \rho_w * g * H_s = 1,225 * 1025 * 9,81 * 1,9 = 23404 \text{ N/m}^2$$

waarin:

P_{golf}	golfbelasting [N/m^2]
ρ_w	massadichtheid water [kg/m^3]
g	versnelling zwaartekracht [m/s^2]
H_s	significante golfhoogte [m]

De A_g is afhankelijk van de golfbrekerparameter (ξ_{op}) en de demping van de golfslag, de A_g kan berekend worden met onderstaande formule waarbij de dempingsfactor zo laag mogelijk is gehouden voor de maatgevende waarden.

$$A_g = \frac{\xi_{op}}{C_{golf}} = \frac{2,45}{2} = 1,225$$

waarin:

A_g	een functie van de golfsteilheid en golf gradiënt (of breker index ξ) [-]
ξ_{op}	golfbrekerparameter [-]
C_{golf}	dempingsfactor golfslag [-]

De golfbrekerparameter kan bepaald worden met onderstaande formule. Aangenomen wordt een significante golfhoogte van 1,9 m met een golfperiode van 5,4 s. Deze aanname is gebaseerd op praktijkgegevens waarbij het gemiddelde genomen is voor waarden van de eenvoudige methode.

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,561 * T_p^2}}} = \frac{\tan 26,6}{\sqrt{\frac{1,9}{1,561 * 5,4^2}}} = 2,45$$

waarin:

ξ_{op}	golfbrekerparameter [-]
α	hellingshoek talud [°]
H_s	significante golfhoogte [m]
T_p	golfperiode bij de piek van het golfspectrum [s]

De dempingsfactor van de constructie ten opzicht van golfslag is weergegeven in tabel 3.4. De factor is afhankelijk van de opbouw van de constructie, bij aanwezigheid van een filterlaag (van granulair materiaal) zal er een dempingsfactor moeten worden toegepast.

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, levert een reactiekracht op het doorponzen van de steenbekleding op het geotextiel. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de onderstaande formule.

$$P_{ondergrond} = F_{undr} * 0,75 = 40 * 0,75 = 30 \text{ kN/m}^2$$

De doorponskracht die loodrecht op het geotextiel werkt afkomstig van golfslag wordt berekend met de volgende formule:

$$F_R = (P_{\text{golf}} + \gamma_{s1} * h_1 + \gamma_{s2} * h_2) * b^2 - P_{\text{Opwaarts}} * b^2 = (23,4 + 23 * 0,45 + 26,5 * 0,1) * 0,45^2 - 30 * 0,45^2 = 1,3 \text{ kN}$$

Waterbouwsteen op een vlakke onderlaag

Aangehouden wordt het zwaarst standaard toegepaste materiaal, namelijk de waterbouwsteen van 90 kg met een D_{85} van 0,37m. De druk van de rupskraan en de steenbekleding op het totale belastingsvlak is te bereken met behulp van de volgende formule:

$$P_{N;\text{mat}} = \frac{F_{\text{rups}}}{\text{rupsbreedte} * \text{rups lengte}} + \gamma_s * h = \frac{137}{0,6 * 3,040} + 26,5 * 0,5 = 88 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

- $P_{N;\text{mat}}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m^2]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m^3]
- h laagdikte breuksteen [m]

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, levert een reactiekracht op het doorponsen van de steenbekleding op het geotextiel. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de onderstaande formule.

$$P_{\text{ondergrond}} = F_{\text{undr}} * 0,75 = 40 * 0,75 = 30 \text{ kN/m}^2$$

De doorponskracht die loodrecht op het geotextiel werkt afkomstig van groot materieel kan berekend worden met onderstaande formule waarbij door de vlakke onderlaag de hellingshoek 0° is.

$$F_R = \cos(\alpha) * \pi * d * \left(\left(\frac{P_{\text{Neerwaarts}} * D^2}{4 * d} \right) - \left(\frac{P_{\text{Opwaarts}} * d}{4} \right) \right) = \cos(0) * \pi * 0,185 * \left(\left(\frac{88 * 0,37^2}{4 * 0,185} \right) - \left(\frac{30 * 0,185}{4} \right) \right) = 8,7 \text{ kN}$$

waarin:

- d breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel ($d = D * 0,5$) [m]

Waterbouwsteen op een hellend vlak

Voor de breuksteenconstructies wordt uitgegaan van de zwaarste sortering van de standaard sorteringen die op dit moment in de Nederlandse waterbouw worden toegepast, namelijk steensortering LMB₁₀₋₆₀ (90 kg) met een D_{85} van 0,37 m. De druk van de graafmachine en de steenbekleding op het totale belastingsvlak is te bereken met behulp van de volgende formule:

$$P_{N;\text{mat}} = \frac{F_{\text{rups}}}{\text{rupsbreedte} * \text{rups lengte}} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} = \frac{137}{0,6 * 3,040} + 26,5 * \frac{0,5}{\cos(26,6)} = 90 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

- $P_{N;\text{mat}}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m^2]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m^3]
- h laagdikte breuksteen [m]
- α hellingshoek talud [$^\circ$]

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, levert een reactiekracht op het doorponzen van de steenbekleding op het geotextiel. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de onderstaande formule.

$$P_{\text{ondergrond}} = F_{\text{undr}} * 0,75 = 40 * 0,75 = 30 \text{ kN/m}^2$$

De doorponskracht die loodrecht op het geotextiel werkt afkomstig van groot materieel wordt berekend met behulp van de volgende formule:

$$F_R = \pi * d * \left(\left(\cos(\alpha) * \frac{P_{\text{Neerwaarts}} * D^2}{4 * d} \right) - \left(\frac{P_{\text{Opwaarts}} * d}{4} \right) \right) = \pi * 0,185 * \left(\left(\cos(\alpha) * \frac{90 * 0,37^2}{4 * 0,185} \right) - 30 * 0,185 \right) = 7,8 \text{ kN}$$

waarin:

d breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel ($d = D * 0,5$) [m]

Waterbouwsteen onder invloed van golfslag

Voor de breuksteenconstructies wordt uitgegaan van de zwaarste sortering van de standaardsorteringen die op dit moment in de Nederlandse waterbouw worden toegepast. Het betreft steensortering LMB₁₀₋₆₀ (90 kg) met een D_{85} van 0,37 m. Golfslag heeft alleen invloed op constructie met een helling. Wanneer de constructie bestaat uit een vlakke onderlaag dan stroomt het water erover heen en zal geen afschuiving optreden. De druk die door het materieel op een helling op het geotextiele doek wordt geleverd is met onderstaande formule te bepalen.

$$P_{N;\text{golf}} = P_{\text{golf}} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} = 46807 + 2650 * \frac{0,5}{\cos(26,6)} = 48,3 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

$P_{N;\text{golf}}$ druk neerwaarts op het grensvlak [kN/m^2]

P_{golf} golfbelasting [kN/m^2]

γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m^3]

h laagdikte breuksteen [m]

α hellingshoek talud [$^\circ$]

De golfbelasting op de constructie wordt berekend met de volgende fomule:

$$P_{\text{golf}} = A_g * \rho_w * g * H_s = 2,45 * 1025 * 9,81 * 1,9 = 46807 \text{ N/m}^2$$

waarin:

P_{golf} golfbelasting [N/m^2]

ρ_w massadichtheid water [kg/m^3]

g versnelling zwaartekracht [m/s^2]

H_s significante golfhoogte [m]

De A_g is afhankelijk van de golfbrekerparameter (ξ_{op}) en de demping van de golfslag, de A_g kan berekend worden met onderstaande formule waarbij de dempingsfactor zo laag mogelijk is gehouden voor de maatgevende waarden.

$$A_g = \frac{\xi_{op}}{C_{\text{golf}}} = \frac{2,45}{1} = 2,45$$

waarin:

- A_g een functie van de golfsteilheid en golf gradiënt (of breker index ξ) [-]
 ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
 C_{golf} dempingsfactor golfslag [-]

De golfbrekerparameter kan bepaald worden met onderstaande formule. Aangenomen wordt een significante golfhoogte van 1,9 m met een golfperiode van 5,4 s. Deze aanname is gebaseerd op praktijkgegevens waarbij het gemiddelde genomen is voor waarden van de eenvoudige methode.

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,561 * T_p^2}}} = \frac{\tan 26,6}{\sqrt{\frac{1,9}{1,561 * 5,4^2}}} = 2,45$$

waarin:

- ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
 α hellingshoek talud [°]
 H_s significante golfhoogte [m]
 T_p golfperiode bij de piek van het golfspectrum [s]

De dempingsfactor van de constructie ten opzicht van golfslag is weergegeven in tabel 3.4. De factor is afhankelijk van de opbouw van de constructie, bij aanwezigheid van een filterlaag (van granulair materiaal) zal er een dempingsfactor moeten worden toegepast.

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, levert een reactiekracht op het doorponzen van de steenbekleding op het geotextiel. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de onderstaande formule.

$$P_{ondergrond} = F_{undr} * 0,75 = 40 * 0,75 = 30 \text{ kN/m}^2$$

De doorponskracht die loodrecht op het geotextiel werkt afkomstig van golfslag wordt berekend met de volgende formule:

$$F_R = \pi * d * \left(\frac{(P_{golf} + \gamma_s * h) * D^2}{4 * d} - \frac{P_{opwaarts} * d}{4} \right) = \pi * 0,185 * \left(\frac{(46,8 + 26,5 * 0,5) * 0,37^2}{4 * 0,185} - \frac{30 * 0,185}{4} \right) = 5,7 \text{ kN}$$

Conclusie

Ten gevolge van de uitvoeringswijzen en de materialen zijn de volgende doorponskrachten bekend:

Tabel 3.7: Doorponskrachten

			Doorponskracht
Zetsteen	Materieel	Vlak	10 kN
		Helling	8,4 kN
	Golfslag		1,3 kN
Waterbouwsteen	Materieel	Vlak	8,7 kN
		Helling	7,8 kN
	Golfslag		5,7 kN

De waarden in tabel 3.7 zijn gebaseerd op een gedetailleerde benadering van de doorponskracht. Hierbij is uitgegaan van de maatgevende situatie waarbij de zwaarste materialen zijn gehanteerd die in de Nederlandse waterbouw in de standaardsituaties worden gebruikt.

De doorponskracht geeft eisen aan de minimaal benodigde doorponsweerstand van het geotextiele doek bij constructies waarin waterbouwsteen en zetsteen wordt toegepast. Voor de

waterbouwsteen is uitgegaan van het zwaarste materiaal, namelijk de LMB_{10/60} (90 kg). De waarde voor de doorponskracht die voor deze steenklasse wordt gehanteerd geldt ook voor de waterbouwstenen van 30 en 60 kg. Daarnaast wordt onderscheid gemaakt in de uitvoering in den droge en in den natte. Voor de uitvoering in den natte geldt dat er geen materieel over de steenbekleding rijdt. Tijdens deze uitvoering en in een later stadium, namelijk de gebruiksfase, is het geotextiel onderhevig aan doorponsbelasting ten gevolge van golfslag. Hiervoor worden voor de doorponskracht bij zetsteen- en waterbouwsteenconstructies de waarden aangehouden zoals berekend in tabel 3.7. In de uitvoering in den natte wordt echter geen zetsteen gebruikt omdat deze simpelweg niet is aan te brengen. Daarom vervalt de waarde voor zetsteen in de uitvoering in den natte. Voor breuksteen geldt voor de doorponskracht als gevolg van golfslag een waarde van 5,7 kN (afgerond 6 kN).

Voor de uitvoering in den droge is sprake van een bekledingsconstructie op een vlakke ondergrond en op een helling. In de uitvoering in den droge is het geotextiel niet onderhevig aan doorponsbelasting ten gevolge van de golfklappen. Echter bij deze wijze van uitvoering is het mogelijk dat materieel, zoals een rupsgraafmachine met een maximaal gewicht van 14 ton, zich over de bekleding naar een andere locatie verplaatst. Hierdoor wordt een doorponskracht gecreëerd op het geotextiel die bij een helling wordt ontbonden in een trekkracht en een doorponskracht. Doorponskrachten in situaties met een vlakke ondergrond kunnen niet worden ontbonden waardoor het volle gewicht van de bekleding en het materieel als doorponskracht op het geotextiel bevindt, waardoor situaties met een vlakke ondergrond maatgevend zijn. Voor de doorponskrachten worden voor zowel de zetsteen als de waterbouwsteen de waarden in tabel 3.7 gehanteerd. Voor zetsteen geldt zoals berekend een doorponskracht van 10 kN en voor waterbouwsteen een doorponskracht van 8,7 kN (afgerond 9 kN) als gevolg van materieelbelastingen.

Deze waarden zijn gebaseerd op de maatgevende situaties waardoor voor situaties met gunstigere omstandigheden dezelfde waarden kunnen worden gehanteerd.

3.2.3.3 Slijtsterkte

Als tweede eis aan de robuustheid van het geotextiel wordt door middel van tabel 3.1 ingegaan op de slijtsterkte. De slijtsterkte gaat in op de resterende dikte en treksterke van het geotextiel na een slijtagetest. Om te kunnen bepalen of deze waarden om kunnen worden gezet naar de Nederlandse ontwerpmethodiek zal de basis (dikte en treksterkte) van de slijtsterkte verder moeten worden geanalyseerd.

Basis slijtsterkte

Door hydraulische invloeden zoals golfslag, stromingen als gevolg van eb en vloed, stromingen als gevolg van scheepsschroeven, etc. kunnen ervoor zorgen dat het materiaal wat op het geotextiel is aangebracht kan gaan bewegen. Door deze beweging is het mogelijk dat het materiaal zich over het geotextiel heen beweegt waardoor schuring ontstaat en het geotextiel kan worden aangetast. De schuring resulteert in een vermindering van de dikte van het geotextiel. Een geotextiel met dezelfde eigenschappen die echter minder dik is zal over een lagere treksterkte beschikken dan een dikker geotextiel. Hierdoor is de slijtsterkte van het geotextiel ook van invloed op de treksterkte.

Op basis van empirische onderzoeken en testen is er vast gesteld dat tijdens de gebruiksfase het geotextiel als gevolg van schuring een vermindering van de dikte mag hebben van 1 of 1,5 mm, afhankelijk van de grondsoort. De vermindering van de dikte is een eis die alleen van toepassing is voor vliezen omdat in de eerste plaats de gegeven waarden in de tabel alleen gebaseerd zijn op vliezen. Daarnaast heeft een weefsel een dermate kleine dikte dat deze eis onmogelijk van toepassing kan zijn.

De treksterkte van het geotextiel heeft invloed op de mate van bestendigheid tegen schuring, waardoor ook hieraan een eis wordt gesteld. Er wordt namelijk geëist dat de resterende treksterkte aan het eind van de levensduur van het geotextiel 25 % mag zijn afgezwakt. Ook deze waarde is empirisch bepaald op vliezen maar wordt in de Duitse praktijk ook als eis gesteld aan weefsels.

Vergelijking met Nederland

In Nederland worden dezelfde uitvoeringsmethoden toegepast, waarbij gebruik wordt gemaakt van dezelfde materialen. Daarnaast zijn de belastende condities op het geotextiel in beide landen hetzelfde. In dit opzicht kunnen de waarden zoals in tabel 3.1 worden toegepast op de Nederlandse praktijk.

In Duitsland wordt voornamelijk gebruik gemaakt van vliezen. In tegenstelling hiervan wordt in de Nederlandse praktijk vaak weefsels toegepast. Bij het ontwerpen van een geotextiel weefsel kan de eis wat betreft de resterende dikte niet worden vereist. Een vermindering van de treksterkte is een gevolg van de aantasting van het geotextiel als gevolg van schuring. Voor de robuustheid in de gebruiksfase is, in tegenstelling tot de treksterkte, de dikte van het geotextiel niet van belang. Daar komt bij dat de resterende treksterkte zowel als eis kan worden opgenomen voor zowel weefsels als vliezen. De eis betreffende de resterende dikte van het geotextiel zal daarom bij het omzetten naar de Nederlandse praktijk vervallen. Wanneer blijkt dat na het uitvoeren van de test de resterende treksterkte voldoet heeft de dikte van het geotextiel geen invloed op het ontwerp.

Wat betreft de robuustheid zijn er in Duitsland weinig tot geen situaties waarbij het bezwijken van het geotextiel veroorzaakt wordt door een te lage slijtsterkte. Hiermee wordt aangegeven dat de eisen die gesteld worden aan de slijtsterkte voldoen in de praktijk. Hierdoor wordt extra zekerheid gegeven over het omzetten van de Duitse methodiek naar de Nederlandse.

De eis aan de resterende treksterkte zal echter anders worden geformuleerd dan weergegeven in tabel 3.1, namelijk dat de treksterkte niet mag afnemen met meer dan 25 %.

3.2.3.4 Perforatieweerstand

De perforatieweerstand is de weerstand die het geotextiel heeft ten opzichte van vallende stenen die door het geotextiel willen penetreren. Door de stenen te laten vallen wordt een neerwaartse energie gecreëerd als gevolg van de gewicht en zwaartekracht, waaraan eisen worden gesteld. Het geotextiel dient bestand te zijn tegen de perforatie als gevolg van de valenergie.

In tabel 3.1 is er onderscheid gemaakt in de verschillende steenklassen, namelijk CP_{90/250} (30 kg), LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg). Voor deze steenklassen is de valenergie bepaald met de volgende formule:

$$F = m \cdot g \cdot h$$

waarin:

F	valenergie [Nm]
m	gewicht van de waterbouwsteen [kg]
g	valversnelling [m/s ²]
h	valhoogte [m]

Hierbij is voor de valversnelling een waarde van 10 aangehouden, waardoor tevens een extra veiligheid wordt ingebouwd. Bij deze berekening is ervan uitgegaan dat de valhoogte van de stenen niet groter mag zijn dan 2 meter. Bij de uitvoering in den natte is er een situatie waarbij de eerste stenen het zink- of kraagstuk naar beneden moeten krijgen. De energie die werkt op het zink- of kraagstuk als gevolg van de eerste stenen is vergelijkbaar aan de situatie in den droge. De uitvoering in den droge wordt wat betreft de perforatieweerstand als maatgevend gehanteerd. Naast het onderscheid van de steenklassen is er onderscheid gemaakt in het los, deels of volledig ingegoten waterbouwsteen. De los of deels vergoten waterbouwsteen bestaat uit steenmaterialen zoals de breuksteen. De volledig ingegoten waterbouwsteen bestaat uit breuksteen die volledig gegroot zijn met een waterdoorlatende substantie.

Gezien het feit dat de weerstand tegen perforatie in de Duitse praktijk voldoet bij ontwerpen conform deze waarden, zal omzetting van deze eisen naar de Nederlandse praktijk mogelijk zijn. Dit is mogelijk doordat in de Nederlandse praktijk dezelfde materialen worden toegepast. Daarnaast worden dezelfde uitvoeringswijzen gehanteerd waardoor omzetting van de perforatieweerstand naar de Nederlandse methodiek mogelijk is.

De waarden bepaald voor de volledig ingegoten waterbouwstenen zullen bij het omzetten vervallen. Bij een volledig ingegoten waterbouwsteen wordt ervan uitgegaan dat deze ook nagenoeg volledig ingegoten wordt aangebracht. Echter in de praktijk blijkt dat er stenen naast de bak van de kraan vallen waardoor de valenergie gezien kan worden als een belasting van een enkele steen. Hierdoor dient het geotextiel ondanks de ontwerpconditie bestand te zijn tegen het aanbrengen van een los vergoten waterbouwsteen.

De waarden die in de Nederlandse praktijk voor de perforatieweerstand zullen worden gehanteerd zijn voor de steenklassen als volgt:

- CP_{90/250} (30 kg): ≥ 600 Nm
- LMB_{5/40} (60 kg): ≥ 1200 Nm
- LMB_{10/60} (90 kg): ≥ 1800 Nm

Als gevolg van de energie die wordt doorgegeven, van een steen die op een onderliggende steen valt, zal de totale valenergie op het geotextiel groter worden. Vanuit de gedetailleerde methode blijkt dat 25 % van deze energie wordt doorgegeven op de onderliggende steen en hierdoor ook aan het geotextiel. Wanneer het geotextiel bestendig dient te zijn tegen deze versterking van de valenergie zullen deze moeten worden vermenigvuldigt met een factor van 1,25. De waarden die gehanteerd zullen worden als eis zijn afgeleid van de gedetailleerde methode, namelijk:

- CP_{90/250} (30 kg): $\geq 30 \cdot 9,81 \cdot 2 \cdot 1,25 = 736$ Nm
- LMB_{5/40} (60 kg): $\geq 60 \cdot 9,81 \cdot 2 \cdot 1,25 = 1472$ Nm
- LMB_{10/60} (90 kg): $\geq 90 \cdot 9,81 \cdot 2 \cdot 1,25 = 2208$ Nm

3.2.3.5 Rekvermogen

De tabel voor het bepalen van eisen aan de robuustheid van het geotextiel, zoals deze gehanteerd wordt in de Duitse methodiek, is gebaseerd op vliezen. Deze materialen beschikken over een hoog rekvermogen in tegenstelling tot de weefsels. In de uitvoering in den natte zijn er situaties waarbij echter de treksterkte van groot belang is wanneer gebruik gemaakt wordt van een zink- of kraagstuk. Hiervoor zijn de weefsels vanwege hun hogere treksterkten belangrijker dan de rek. Wanneer het geotextiel op de plaats van verwerking is aangebracht heeft deze een fase achter de rug waarin het doek belast is door treksterkten. Bij het aanbrengen van het bekledingsmateriaal zal het geotextiel zich in een fase bevinden waarin het blootgesteld wordt aan belastingen die een rekvermogen eisen van het geotextiel. Geotextiele weefsels bevatten vaak een veel kleiner rekvermogen dan vliezen. Op basis van deze redenering wordt voor de robuustheid van het geotextiel een extra eis ingevoegd zijnde het rekvermogen van het geotextiel.

Voor het bepalen van de waarden van het rekvermogen is gebruik gemaakt van de rekenregels in de gedetailleerde methode. Hierbij moet uit worden gegaan van de maatgevende situatie waarbij de meest ongunstige waarde wordt verkregen. Er wordt hierdoor onderscheid gemaakt in de uitvoering in den droge (zetsteen en waterbouwsteen apart) en in den natte (enkel waterbouwsteen).

In den natte

Allereerst wordt ingegaan op de bepaling van de benodigde rek op basis van de uitvoering in den natte. Bij de uitvoering in den natte is alleen een rekvermogen nodig vanwege de perforatiekrachten die optreden bij het vallen van de stenen op het geotextiel. Er zijn geen machines die over de het materiaal rijden waardoor doorpons kan optreden. Voor het bepalen van het minimaal benodigde

rekvermogen wordt alleen rekening gehouden van optredende rek als gevolg van perforatie. Bij de uitvoering in den natte wordt alleen gebruik gemaakt van materialen zoals breuksteen. De breuksteen die wordt toegepast bestaat uit de al eerder genoemde steenklassen CP_{90/250} (30 kg), LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg). Om te kunnen zien of het rekvermogen gerelateerd is aan de steenklassen wordt voor alle drie de steenklassen het benodigde rekvermogen berekend.

Bepalen van het rekvermogen van het geotextiel bij een steensortering van 30 kg:

Uit de NEN-EN 13383 kan de diameter van de toe te passen steensortering worden bepaald, namelijk D₈₅ is maximaal 0,242 m. Voor γ kan een waarde worden aangehouden van 44° volgens de gedetailleerde methode. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde methode moeten worden geraadpleegd. Invullen geeft:

De boogstraal van de vervorming:

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2}\gamma\right)} + \tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right) * \frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)} =$$

$$\frac{\frac{1}{2}\sqrt{((0,75 \cdot 0,242)^2 + (0,3 \cdot 0,242)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2} \cdot 44\right)} + \tan\left(\frac{1}{4} \cdot 44\right) * \frac{1}{2}\sqrt{((0,75 \cdot 0,242)^2 + (0,3 \cdot 0,242)^2)} = 0,26 \text{ m}$$

Vervorming van het geotextiel als lengte van de kromming:

$$\Delta L = \frac{2\pi \cdot R_{res} \cdot 44}{360} = \frac{2\pi \cdot 0,26 \cdot 44}{360} = 0,20 \text{ m}$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \pi * \Delta L^2 = \pi * 0,20^2 = 0,125 \text{ m}^2$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \frac{1}{4}\pi * Diameter^2 = \frac{1}{4}\pi * (1,5D)^2 = \frac{1}{4}\pi * (1,5 \cdot 0,242)^2 = 0,1035 \text{ m}^2$$

De rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1\right) * 100\% = \left(\frac{0,125}{0,1035} - 1\right) * 100\% = 21 \%$$

Bepalen van het rekvermogen van het geotextiel bij een steensortering van 60 kg:

Uit de NEN-EN 13383 kan de diameter van de toe te passen steensortering worden bepaald, namelijk D₈₅ is maximaal 0,31 m. Voor γ kan een waarde worden aangehouden van 44° volgens de gedetailleerde methode. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde moeten worden geraadpleegd. Invullen geeft:

De boogstraal van de vervorming:

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2}\gamma\right)} + \tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right) * \frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)} =$$

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{((0,75 \cdot 0,31)^2 + (0,3 \cdot 0,31)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2} \cdot 44\right)} + \tan\left(\frac{1}{4} \cdot 44\right) * \frac{1}{2}\sqrt{((0,75 \cdot 0,31)^2 + (0,3 \cdot 0,31)^2)} = 0,334 \text{ m}$$

Vervorming van het geotextiel als lengte van de kromming:

$$\Delta L = \frac{2\pi \cdot R_{res} \cdot 44}{360} = \frac{2\pi \cdot 0,334 \cdot 44}{360} = 0,26 \text{ m}$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \pi \cdot \Delta L^2 = \pi \cdot 0,26^2 = 0,21 \text{ m}^2$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \frac{1}{4} \pi \cdot Diameter^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot (1,5D)^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot (1,5 \cdot 0,31)^2 = 0,1698 \text{ m}^2$$

De rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) \cdot 100\% = \left(\frac{0,21}{0,1698} - 1 \right) \cdot 100\% = 22 \%$$

Bepalen van het rekvermogen van het geotextiel bij een steensortering van 90 kg:

Uit de NEN-EN 13383 kan de diameter van de toe te passen steensortering worden bepaald, namelijk D_{85} is maximaal 0,37 m. Voor γ kan een waarde worden aangehouden van 44° volgens de gedetailleerde methode. Voor het bepalen van de overige waarden van zal de gedetailleerde moeten worden geraadpleegd. Invullen geeft:

De boogstraal van de vervorming:

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2} \sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2}\gamma\right)} + \tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right) \cdot \frac{1}{2} \sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}$$

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2} \sqrt{((0,75 \cdot 0,37)^2 + (0,3 \cdot 0,37)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2} \cdot 44\right)} + \tan\left(\frac{1}{4} \cdot 44\right) \cdot \frac{1}{2} \sqrt{((0,75 \cdot 0,37)^2 + (0,3 \cdot 0,37)^2)} = 0,40 \text{ m}$$

Vervorming van het geotextiel als lengte van de kromming:

$$\Delta L = \frac{2\pi \cdot R_{res} \cdot 44}{360} = \frac{2\pi \cdot 0,40 \cdot 44}{360} = 0,31 \text{ m}$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \pi \cdot \Delta L^2 = \pi \cdot 0,31^2 = 0,29 \text{ m}^2$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \frac{1}{4} \pi \cdot Diameter^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot (1,5D)^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot (1,5 \cdot 0,37)^2 = 0,242 \text{ m}^2$$

De rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) \cdot 100\% = \left(\frac{0,29}{0,242} - 1 \right) \cdot 100\% = 22 \%$$

Zoals uit de berekeningen blijkt is het rekvermogen niet afhankelijk van het gewicht van de toe te passen steenbestorting. Dit komt omdat het benodigde rekvermogen voortkomt uit de afmetingen van de toe te passen steenklasse, waardoor het gewicht geen invloed uitoefent. Als eis wordt voor de uitvoering in den natte een rekvermogen van minimaal 22 % vereist.

In den droge zetsteen bekleding

Het geotextiel is in de uitvoering onder een zetsteen bekleding in den droge onderhevig aan doorponsbelastingen. De doorpons wordt veroorzaakt door materiaal, zoals een rupskraan, wat over de stenen heen rijdt waardoor deze door het geotextiel kan penetreren. Met behulp van de volgende formules wordt het benodigde rekvermogen per steenklasse bepaald.

Voor de bepalen van het rekvermogen in den droge wordt een andere berekeningsmethode gehanteerd, voor verdere informatie zal de gedetailleerde methode moeten worden geraadpleegd. Voordat gerekend kan worden dienen enkele parameters te worden bepaald, namelijk:

Uit de "Handleiding toetsen en ontwerp" [7] kan de informatie voor steenbekledingen gehaald worden zoals projectbureau Zeeweringen hanteert. Voor de oppervlakte van zetsteen wordt 0,45 x 0,45 meter aangehouden, er zit namelijk een geringe oploop in de benodigde rek van het geotextiel bij het hanteren van grotere afmetingen. Tevens is 0,45 x 0,45 meter een veel toegepaste waarde in de kust- en oeververdediging. Voor de laagdikte van zetsteen wordt aangehouden 0,45 meter en voor de uitvullaag 0,1 meter.

De belasting die op het geotextiel werkt bestaat uit het materieel en het materiaal wat op de constructie wordt toegepast. Wat betreft het materieel wordt de rupsgraafmachine als maatgevende belasting gerekend waarbij een waarde van 15000 kg wordt aangehouden, de afmetingen van de rups zijn afkomstig van de Volvo EC 140C [4]. De bekleding die zal worden toegepast bestaat uit de standaard zetsteen met een dichtheid van 2.300 kg/m³ en een uitvullaag met een dichtheid van 2.650 kg/m³. De bovenbelasting inclusief het gewicht van de steenbekleding wordt dan berekend met behulp van de volgende formule:

$$P_{Neer} = \frac{F_{rupskraan}}{opp.rups} + volumieke\ massa\ steenbekleding * laagdikte$$

$$P_{Neer} = \frac{15000 * 9,81}{3,040 * 0,6} + 2650 * 9,81 * 0,1 + 2300 * 9,81 * 0,45 = 93427\ N/m^2$$

De coëfficiënt van Poisson is verschillend voor zand en klei en voor de berekening van de waarden van het rekvermogen voor de eenvoudige methode zal de maatgevende waarde worden aangehouden, namelijk 0,45 voor zowel zand als klei.

Voor de elasticiteitsmodulus van de ondergrond wordt op basis van de NEN 6740 voor zand een waarde van 45 . 10⁶ N/m² en voor klei een waarde van 3 . 10⁶ N/m² aangehouden.

Tenslotte zal de hoek van de punt met de zwaartekrachtlijn bekend moeten zijn voor het uitvoeren van de berekening. Uit de gedetailleerde methode blijkt dat voor deze parameter een hoek van 26,57^o kan worden aangehouden, wanneer ervan uit wordt gegaan dat de lengte en de breedte gelijk van de steen gelijk zijn.

De maatgevende parameters zijn bekend waardoor nu voor de steenklassen het benodigde rekvermogen kan worden berekend. Het rekvermogen wordt bepaald met de maatgevende ondergrond klei.

Bepaling rekvermogen van geotextiel op klei ondergrond bij zetsteen bekleding:

De bovenbelasting P_{Neer} is berekend per m², omdat het hier gaat om een enkele steen dient de bovenbelasting per steen bepaald te worden, dit kan met behulp van de volgende formule:

$$F_N = P_{Neer} * A_{steen} = 93427 * 0,45 * 0,45 = 18919\ N$$

De indrukking in klei is te bepalen met behulp van de volgende formule:

$$\delta = \left(\frac{3 * F_N * (1 - \nu_{surface}^2)}{4 * E_{surface} * \sqrt{(R)}} \right)^{2/3} = \left(\frac{3 * 18919 * (1 - 0,45^2)}{4 * 3 * 10^6 * \sqrt{(0,254)}} \right)^{2/3} = 0,038\ m$$

waarin:

$$R = \sqrt{\left(\frac{0,45 \cdot 0,45}{\pi}\right)} = 0,254m$$

F_N bovenbelasting gedragen door een enkele steen, inclusief gewicht steenbekleding [N]
 $E_{surface}$ elasticiteitsmodulus van de ondergrond [N/m^2]
 $\nu_{surface}$ coëfficiënt van Poisson van de ondergrond [-]
 l Lengte steen
 b breedte steen

Waarna de volgende parameters zijn te bepalen:

$$k = 2 * \sqrt{(2R * \delta - \delta^2)} = 2 * \sqrt{(2 * 0,254 * 0,038 - 0,038^2)} = 0,268 m$$

$$\gamma = 2 * \sin^{-1}\left(\frac{2 * \sqrt{(2R * \delta - \delta^2)}}{2R}\right) = 2 * \sin^{-1}\left(\frac{0,268}{2 * 0,254}\right) = 63,7^\circ$$

Hierdoor kan de volgende formule worden aangehouden voor de lengte vervorming van het geotextiel:

$$\Delta L = R * \frac{\pi}{180} * \gamma + (2R - k) = 0,254 * \frac{\pi}{180} * 63,7 + (2 * 0,254 - 0,268) = 0,522$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \frac{1}{4} \pi * \Delta L^2 = \frac{1}{4} \pi * 0,522^2 = 0,214m$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \pi * R^2 = \pi * 0,254^2 = 0,202$$

De benodigde rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1\right) * 100\% = \left(\frac{0,214}{0,202} - 1\right) * 100\% = 5,9 \%$$

Bepaling rekvermogen van geotextiel op zand ondergrond bij zetsteen bekleding:

De bovenbelasting P_{Neer} is berekend per m^2 , omdat het hier gaat om een enkele steen dient de bovenbelasting per steen bepaald te worden, dit kan met behulp van de volgende formule:

$$F_N = P_{Neer} * A_{steen} = 93427 * 0,45 * 0,45 = 18919 N$$

De indrukking in zand is te bepalen met behulp van de volgende formule:

$$\delta = \left(\frac{3 * F_N * (1 - \nu_{surface}^2)}{4 * E_{surface} * \sqrt{R}}\right)^{2/3} = \left(\frac{3 * 18919 * (1 - 0,45^2)}{4 * 45 * 10^6 * \sqrt{0,254}}\right)^{2/3} = 0,0063m$$

waarin:

$$R = \sqrt{\left(\frac{0,45 \cdot 0,45}{\pi}\right)} = 0,254m$$

F_N	bovenbelasting gedragen door een enkele steen, inclusief gewicht steenbekleding [N]
E_{surface}	elasticiteitsmodulus van de ondergrond [N/m^2]
N_{surface}	coëfficiënt van Poisson van de ondergrond [-]
l	Lengte steen
b	breedte steen

Waarna de volgende parameters zijn te bepalen:

$$k = 2 * \sqrt{(2R * \delta - \delta^2)} = 2 * \sqrt{(2 * 0,254 * 0,0063 - 0,0063^2)} = 0,112 \text{ m}$$

$$\gamma = 2 * \sin^{-1} \left(\frac{2 * \sqrt{(2R * \delta - \delta^2)}}{2R} \right) = 2 * \sin^{-1} \left(\frac{0,112}{2 * 0,254} \right) = 25,6^\circ$$

Hierdoor kan de volgende formule worden aangehouden voor de lengte vervorming van het geotextiel:

$$\Delta L = R * \frac{\pi}{180} * \gamma + (2R - k) = 0,254 * \frac{\pi}{180} * 25,6 + (2 * 0,254 - 0,112) = 0,509$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \frac{1}{4} \pi * \Delta L^2 = \frac{1}{4} \pi * 0,509^2 = 0,204 \text{ m}$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \pi * R^2 = \pi * 0,254^2 = 0,203$$

De benodigde rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{\text{opp}} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) * 100\% = \left(\frac{0,204}{0,203} - 1 \right) * 100\% = 0,5 \%$$

In den droge waterbouwsteen

Het geotextiel is in de uitvoering in den droge onderhevig aan zowel perforatie als doorponsbelastingen. De perforatie wordt veroorzaakt door de stenen die op het geotextiel vallen. De doorpons wordt veroorzaakt door materiaal, zoals een hydraulische kraan, wat over de stenen heen rijdt waardoor deze door het geotextiel kan penetreren. Met behulp van de volgende formules wordt het benodigde rekvermogen per steenklasse bepaald.

Voor de bepalen van het rekvermogen in den droge wordt een andere berekeningsmethode gehanteerd, voor verdere informatie zal de gedetailleerde methode moeten worden geraadpleegd. Voordat gerekend kan worden dienen enkele parameters te worden bepaald, namelijk: Uit de "Handleiding toetsen en ontwerp" [7] kan de informatie voor steenbekledingen gehaald worden zoals projectbureau Zeeweringen hanteert. Uit de NEN-EN 13383 kan de diameter van de toe te passen steensortering worden bepaald, namelijk D_{85} is maximaal 0,242 m. De belasting die op het geotextiel werkt bestaat uit het materieel en het materiaal wat op de constructie wordt toegepast. Wat betreft het materieel wordt de rupsgraafmachine als maatgevende belasting gerekend waarbij een maximaal gewicht van 15000 kg wordt aangehouden, de afmetingen van de rups zijn afkomstig van de rupsgraafmachine Volvo EC 140C [4]. De bekleding die zal worden toegepast bestaat uit de standaard zetsteen met een dichtheid van 2.300 kg/m^3 of uit breuksteen met een dichtheid van 2.650 kg/m^3 . Tevens is de dikte van de laag breuksteen die wordt toegepast groter dan die van een zetsteen bekleding. Voor de dikte van de laag breuksteen wordt 0,5 meter als

standaard aangehouden. De bovenbelasting inclusief het gewicht van de steenbekleding wordt dan berekend met behulp van de volgende formule:

$$P_{Neer} = \frac{F_{rupskraan}}{opp.rups} + \text{volumieke massa steenbekleding} * \text{laagdikte}$$

$$P_{Neer} = \frac{15000 * 9,81}{3,040 * 0,6} + 2650 * 9,81 * 0,5 = 93673 \text{ N/m}^2$$

De coëfficiënt van Poisson is verschillend voor zand en klei en voor de berekening van de waarden van het rekvermogen voor de eenvoudige methode zal de maatgevende waarde worden aangehouden, namelijk 0,45 voor zowel zand als klei.

Voor de elasticiteitsmodulus van de ondergrond wordt op basis van de NEN 6740 voor zand een waarde van $45 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ en voor klei een waarde van $3 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ aangehouden.

Tenslotte zal de hoek van de punt met de zwaartekrachtlijn bekend moeten zijn voor het uitvoeren van de berekening. Uit de gedetailleerde methode blijkt dat voor deze parameter een hoek van $26,57^\circ$ kan worden aangehouden, wanneer ervan uit wordt gegaan dat de lengte en de breedte gelijk van de steen gelijk zijn.

De maatgevende parameters zijn bekend waardoor nu voor de steenklassen het benodigde rekvermogen kan worden berekend.

Bepaling rekvermogen van geotextiel op zandondergrond bij een waterbouwsteen sortering van 30 kg:

De bovenbelasting P_{Neer} is berekend per m^2 , omdat het hier gaat om een enkele steen dient de bovenbelasting per steen bepaald te worden, dit kan met behulp van de volgende formule:

$$F_N = P_{Neer} * A_{steen} = 93673 * 0,25\pi * 0,242^2 = 4309 \text{ N}$$

De indrukking in zand is te bepalen met behulp van de volgende formule:

$$Z = 0,3 * D + \sqrt{\left(\frac{P_N * \pi * (1 - \nu_{surface}^2)}{2 * E_{surface} * \tan(26,57)}\right)} = 0,3 * 0,242 + \sqrt{\left(\frac{4309 * \pi * (1 - 0,45^2)}{2 * 45 \cdot 10^6 * \tan(26,57)}\right)} = 0,0881 \text{ m}$$

waarin:

P_{Neer}	bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [N/m^2]
F_N	bovenbelasting gedragen door een enkele steen, inclusief gewicht steenbekleding [N]
A_{steen}	oppervlakte steen [m^2]
$E_{surface}$	elasticiteitsmodulus van de ondergrond [N/m^2]
$\nu_{surface}$	coëfficiënt van Poisson van de ondergrond [-]
β	hoek van de punt met de zwaartekracht lijn [$^\circ$]
D	maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]

De verhouding is als volgt: Lengte inklemming (0,75 D) \geq Indrukking (Z)

$0,75 \cdot 0,242 = 0,1815$ \geq 0,0881

Hierdoor kan de volgende formule worden aangehouden voor de lengte vervorming van het geotextiel:

$$\Delta L = D * \left(\frac{\pi}{180}\right) * 2 * \sin^{-1}\left(\frac{\frac{1}{2} * \sqrt{(Z^2 + (0,75D)^2)}}{D}\right) =$$

$$0,242 * \left(\frac{\pi}{180}\right) * 2 * \sin^{-1}\left(\frac{\frac{1}{2} * \sqrt{(0,0881^2 + (0,75 \cdot 0,242)^2)}}{0,242}\right) = 0,208 \text{ m}$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \pi * \Delta L^2 = \pi * 0,208^2 = 0,136 \text{ m}^2$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \frac{1}{4} \pi * Diameter^2 = \frac{1}{4} \pi * (1,5D)^2 = \frac{1}{4} \pi * (1,5 * 0,242)^2 = 0,1035 \text{ m}^2$$

De rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) * 100\% = \left(\frac{0,136}{0,1035} - 1 \right) * 100\% = 31,5 \%$$

Bepaling rekvermogen van geotextiel op kleiondergrond bij een waterbouwsteen sortering van 30 kg:

De bovenbelasting P_{Neer} is berekend per m^2 , omdat het hier gaat om een enkele steen dient de bovenbelasting per steen bepaald te worden, dit kan met behulp van de volgende formule:

$$F_N = P_{Neer} * A_{steen} = 93673 * 0,25\pi * 0,242^2 = 4309 \text{ N}$$

De indrukking in klei is te bepalen met behulp van de volgende formule:

$$Z = 0,3 * D + \sqrt{\left(\frac{P_N * \pi * (1 - \nu_{surface}^2)}{2 * E_{surface} * \tan(26,57)} \right)} = 0,3 * 0,242 + \sqrt{\left(\frac{4309 * \pi * (1 - 0,45^2)}{2 * 3 \cdot 10^6 * \tan(26,57)} \right)} = 0,133 \text{ m}$$

waarin:

- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [N/m^2]
- F_N bovenbelasting gedragen door een enkele steen, inclusief gewicht steenbekleding [N]
- A_{steen} oppervlakte steen [m^2]
- $E_{surface}$ elasticiteitsmodulus van de ondergrond [N/m^2]
- $\nu_{surface}$ coëfficiënt van Poisson van de ondergrond [-]
- β hoek van de punt met de zwaartekracht lijn [$^\circ$]
- D maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]

De verhouding is als volgt:	Lengte inklemming (0,75 D)	\geq	Indrukking (Z)
	$0,75 * 0,242 = 0,1815$	\geq	$0,133$

Hierdoor kan de volgende formule worden aangehouden voor de lengte vervorming van het geotextiel:

$$\Delta L = D * \left(\frac{\pi}{180} \right) * 2 * \sin^{-1} \left(\frac{\frac{1}{2} * \sqrt{(z^2 + (0,75D)^2)}}{D} \right) =$$

$$0,242 * \left(\frac{\pi}{180} \right) * 2 * \sin^{-1} \left(\frac{\frac{1}{2} * \sqrt{(0,133^2 + (0,75 * 0,242)^2)}}{0,242} \right) = 0,234 \text{ m}$$

Het oppervlak bij vervorming van het geotextiel:

$$\Delta A = \pi * \Delta L^2 = \pi * 0,234^2 = 0,172 \text{ m}^2$$

Het oppervlak van het geotextiel in vlakke positie:

$$A_0 = \frac{1}{4} \pi * Diameter^2 = \frac{1}{4} \pi * (1,5D)^2 = \frac{1}{4} \pi * (1,5 * 0,242)^2 = 0,1035 \text{ m}^2$$

De rek van het geotextiel:

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{A_A}{A_0} - 1 \right) * 100\% = \left(\frac{0,172}{0,1035} - 1 \right) * 100\% = 65,8 \%$$

Voor de steenklassen LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg) wordt eveneens de berekening uitgevoerd waarbij alle eerder genoemde parameters maatgevend zijn en worden toegepast, met uitzondering van de diameter van de steen. Voor LMB_{5/40} (60 kg) geldt een D₈₅ van 0,31 meter en voor LMB_{10/60} (90 kg) geldt een D₈₅ van 0,37 meter. In tabel 3.8 zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven.

Tabel 3.8: Benodigde rekvermogen

Materiaaleigenschap		Steenklasse			Steenzetting
		CP _{90/250} (30 kg)	LMB _{5/40} (60 kg)	LMB _{10/60} (90 kg)	
Rekvermogen	Zandondergrond (%)	31,5	31,5	31,5	0,5
	Kleiondergrond (%)	65,8	65,9	65,8	5,9

Uit de tabel blijkt dat bij toepassing van een geotextiel op een ondergrond bestaande uit klei maatgevend is. Om een extra zekerheid in te bouwen wordt deze afgerond naar een rekvermogen van 70 %. Deze waarde zal toepasbaar zijn op alle drie de steenklassen. Voor de steenzetting wordt een standaard waarde voor de dichtheid gebruikt van 2.300 kg/m³. Eerder is gebleken dat de dichtheid van breuksteen hoger is en hierdoor maatgevend. Dit betekent dat de waarden voor het benodigde rekvermogen ook van toepassing is op zetsteen gezien deze een lagere belasting op het geotextiel leveren.

3.2.4 Conclusie

In de voorgaande tekst zijn de onderdelen van de robuustheid van het geotextiel omgezet naar de Nederlandse praktijk. Hiervoor zijn de waarden indien nodig aangepast op de Nederlandse toepassingen. De definitieve waarden die zullen worden gehanteerd voor de robuustheid van het geotextiel op basis van de eenvoudige methode zijn hieronder per eigenschap beschreven.

Stenenclassificatie:

Gezien het vergelijkingsonderzoek van de voormalige en huidige stenenclassificatie door J. Kayser [3] kunnen de steenklassen CP_{20/250}, LMB_{5/40} en LMB_{10/60} uit de Europese norm in de Duitse methodiek worden gehanteerd. Doordat in Nederland dezelfde norm, namelijk de EN 13383, wordt gehanteerd kan bij omzetting van de Duitse methodiek naar de Nederlandse praktijk de stenenclassificatie hetzelfde worden gehouden.

Slijtsterkte:

Wat betreft de slijtsterkte van het geotextiel zal deze worden omschreven dat de resterende treksterkte niet met meer dan 25 % mag afnemen. Met deze eis wordt de benodigde treksterkte tijdens de gehele levensduur gewaarborgd waarmee het risico van het bezwijken van de filterconstructie zo laag mogelijk wordt gehouden.

Treksterkte:

De definitieve waarden voor de benodigde treksterkte zijn afhankelijk van de slijtsterkte. Doordat tijdens de gebruiksfase de treksterkte met maximaal 25% kan afnemen, zal het geotextiel wat betreft de treksterkte niet meer voldoen. Bij een keuze van de treksterkte van het geotextiel zal hiermee rekening moeten worden gehouden. Er zal een geotextiel moeten worden gekozen waarvan, bij een

afname van 25% van de treksterkte, een resterende treksterkte aanwezig is zoals de waarden bepaald in 3.2.3.1 (zie ook tabel 3.9). Een simpele rekensom die kan worden gebruikt is het vermenigvuldigen van de treksterkte met het maximale procentuele slijtpercentage, namelijk een factor van 1,25.

Tabel 3.9: Treksterkte

Materiaaleigenschap	Waterbouwsteen			Steenzetting
	CP _{90/250} (30 kg)	LMB _{5/40} (60 kg)	LMB _{10/60} (90 kg)	
Treksterkte volgens DIN EN ISO 10319 in lengte en dwarsrichting	≥ 9,0	≥ 11,0 ¹	≥ 14,0 ¹	≥ 14,0 ¹

¹ Wanneer sprake is van een teenconstructie in de bekledingsconstructie van een glooiing betekent dit dat er geen afglijding optreedt, waardoor geen trekkrachten ontstaan en de minimale sterkte-eis voor waterbouwsteen een treksterkte van 9,0 kN/m en voor zetsteen een treksterkte van 13,0 kN/m kan worden aangehouden.

Deze waarden zullen worden gehanteerd voor het bepalen van de treksterkte van het geotextiel conform de eenvoudige methode.

Doorponsweerstand:

De definitieve waarden die worden toegepast voor de doorponskracht zijn in tabel 3.10 weergegeven.

Tabel 3.10: Doorponsweerstand

Materiaaleigenschap		Waterbouwsteen			Steenzetting
		CP _{90/250} (30 kg)	LMB _{5/40} (60 kg)	LMB _{10/60} (90 kg)	
Doorponsweerstand ¹	Materieel	≥ 9			≥ 10
	Golfslag	≥ 6			≥ 1,5

¹ Maatgevend is altijd de belasting afkomstig van materieel, in situaties waarbij materieel niet over de bekleding mag manoeuvreren kan de belasting van golfslag worden gehanteerd.

Rekvermogen:

Om te waarborgen dat het geotextiel niet scheurt wordt een eis gesteld aan het rekvermogen van het geotextiel. Tijdens het aanbrengen van het geotextiel zal deze niet beschadigen wanneer deze eis (CURNET, 2000) wordt toegepast voor standaard situaties. Hiervoor dient het geotextiel een minimaal rekvermogen te hebben van 32 % voor de uitvoering in den natte. Voor de uitvoering in den droge geldt hiervoor een minimaal rekvermogen van 66 %.

Perforatieweerstand

De waarden die bepaald zijn voor de perforatieweerstand zijn als volgt:

- CP_{90/250} (30 kg): $\geq 30 \cdot 9,81 \cdot 2 \cdot 1,25 = 736 \text{ Nm}$
- LMB_{5/40} (60 kg): $\geq 60 \cdot 9,81 \cdot 2 \cdot 1,25 = 1472 \text{ Nm}$
- LMB_{10/60} (90 kg): $\geq 90 \cdot 9,81 \cdot 2 \cdot 1,25 = 2208 \text{ Nm}$

3.2.5 Eenvoudige methode

Voor het ontwerpen van de robuustheid van het geotextiel zal gebruik gemaakt worden van tabel 3.11.

Tabel 3.11: Ontwerpeisen aan de robuustheid van het geotextiel

Nr.	Materiaaleigenschap		Waterbouwsteen			Steenzetting		
			CP _{90/250} (30 kg)	LMB _{5/40} (60 kg)	LMB _{10/60} (90 kg)			
1	Treksterkte volgens DIN EN ISO 10319 in lengte en dwarsrichting (kN/m)		≥ 9,0 ¹	≥ 11,0 ¹	≥ 14,0 ¹	≥ 14,0 ¹		
2	Doorponsweerstand ²		Materieel			≥ 9	≥ 10	
			Golfslag			≥ 6	≥ 1,5	
3	Rekvermogen		In den droge (%)		≥ 66,0	≥ 66,0	≥ 66,0	≥ 6
			In den natte (%)		≥ 32,0	≥ 32,0	≥ 32,0	-
4	Slijtsterkte		De resterende treksterkte mag na de test met niet meer dan 25 % zijn afgenomen					
5	Perforatieweerstand (Nm)		≥ 736	≥ 1472	≥ 2208	-		

¹ Wanneer sprake is van een teenconstructie in de bekledingsconstructie van een glooiing betekent dit dat er geen afglijding optreedt, waardoor geen trekkrachten ontstaan en de minimale sterkte-eis voor waterbouwsteen een treksterkte van 9,0 kN/m en voor zetsteen een treksterkte van 13,0 kN/m kan worden aangehouden.

² Maatgevend is altijd de belasting afkomstig van materieel, in situaties waarbij materieel niet over de bekleding mag manoeuvreren kan de belasting van golfslag worden gehanteerd.

Literatuur

1. Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). 'Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)'. Karlsruhe: BAW.
2. Bundesanstalt für Wasserbau. (2008). *Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte an Wasserstraßen (TLG)*. Karlsruhe: BAW
3. Kayser, D.-I. J. (2005). *Zur Handhabung der neuen Norm DIN EN 13383 für Wasserbausteine und deren Umsetzung in einer Steinbemessung*. Karlsruhe: BAW.
4. Volvo. (2012). *Volvo EC 140C*. Opgeroepen op juni 14, 2012, van www.volvoce.com: <http://www.volvoce.com/constructionequipment/na/en-us/products/excavators/crawlerexcavators/ec140c/Pages/featuresandbenefits.aspx>
5. CURNET. (2009). *CUR-rapport 174: 'Geokunststoffen in de waterbouw - Tweede, herziene uitgave'*. Gouda: Stichting CURNET.
6. CURNET. (2000). *Cur-rapport 197: 'Breuksteen in de praktijk. Deel 2: dimensionering van constructies in binnenwateren'*. Gouda: CUR.
7. Projectbureau Zeeweringen. (2012). *Handleiding toetsing en ontwerp*. Middelburg.

Bijlage 4. Gedetailleerde methode: Gronddichtheid

Een belangrijke functionele eigenschap van het geotextiel tijdens de gebruiksduur is het voorkomen van erosie van het basismateriaal. Door het voorkomen van erosie van het basismateriaal zal er geen schade aan de dijk of dam optreden. In de afgelopen jaren zijn er echter een aantal schadegevallen gevonden, om deze reden zal er onderzocht worden of de zanddichtheid van het geotextiel voldoet. Dit gebeurt door onderzoek uit te voeren naar zowel de Nederlandse voorschriften en de Duitse voorschriften.

4.1 Algemeen

In de huidige Nederlandse ontwerpvoorschriften wordt uitgegaan van een criteria op basis van onderzoek in Nederland en een internationale criteria. Nederland heeft een diepgaand onderzoek uitgevoerd naar de criteria die van toepassing zijn bij stationaire en dynamische belasting. De internationale criteria gaat in op stationaire belastingen en dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel. Omdat de Nederlandse criteria een diepgaand onderzoek heeft uitgevoerd op basis van de Nederlandse condities en toepassingen naar karakteristieke openingsgroottes bij stationaire belasting en de internationale criteria in Nederland eigenlijk nooit wordt toegepast voor stationaire belasting. Is er gekozen om de Nederlandse criteria te onderzoeken en de Internationale criteria niet toe te passen voor stationaire belasting. De internationale criteria zal enkel onderzocht worden op dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel.

De Nederlandse voorschriften is echter opgesteld op basis van dezelfde condities als de Duitse voorschriften. Hierbij worden daarentegen wel andere criteria gehanteerd voor het bepalen van de karakteristieke openingsgrootte. Om deze reden zal er onderzoek worden uitgevoerd naar de verschillen tussen beide criteria en wordt de meest geschikte criteria toegepast in de nieuw op te zetten ontwerpmethodiek.

4.2 Belastingsgevallen

De Nederlandse voorschriften, volgens de CUR 174 [1] gaan uit van een tweetal tabellen die ingaan op drie verschillende soorten belastingsgevallen, dit zijn stationaire belasting, dynamische belasting en dynamische belasting waarbij het geotextiel kan bewegen. Terwijl de Duitse voorschriften uit gaan van één tabel die enkel in gaat op stationaire belasting en dynamische belasting. Hieronder zijn de drie verschillende belastingen beschreven en weergegeven in figuur 4.1.

1. *Stationaire belasting*

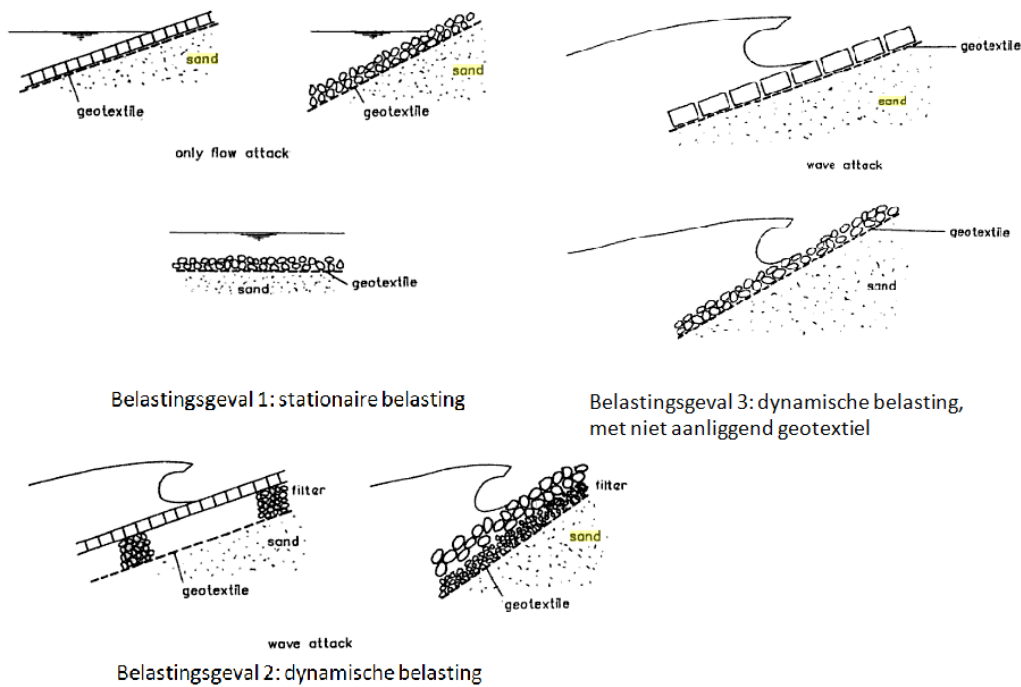
Een stationaire belasting is een niet veranderlijke belasting binnen gestelde periode die van werking is op een voorwerp. Hier kan bij een gegeven korrelgrootte de grootste openingen in het geotextiel toegelaten worden.

2. *Dynamische belasting*

Een dynamische belasting is een continu veranderlijke belasting op een voorwerp (ook wel cyclische belasting genoemd). De openingen in het geotextiel moeten kleiner zijn dan in het geval bij een stationaire belasting, om de grond achter het geotextiel te keren.

3. *Dynamische belasting, waarbij het geotextiel kan bewegen*

De belasting is dezelfde als bij belastinggeval 2, enkel het ligt het geotextiel niet plaatsvast en kan het geotextiel bewegen ten opzicht van de onderliggende laag. Zanddichtheid is het alleen gewaarborgd wanneer maar een heel klein gedeelte van de zandkorrels kleiner is dan de openingen in het geotextiel.



Figuur 4.1: De voorkomende belastingsgevallen op kust- en oeververdediging [2]

4.3 Criteria op basis van stationaire en dynamische belasting

Voor stationaire en dynamische belastingen zijn zowel in Nederland als in Duitsland criteria opgesteld voor het bepalen van de zanddichtheid. In deze paragraaf zal onderzocht worden of juist de Nederlandse of de Duitse voorschriften het meest logisch zijn. Eerst zal een korte toelichting worden gegeven op het gebruik van de criteria.

4.3.1 Algemeen

Er wordt een onderzoek uitgevoerd naar zowel de Nederlandse als de Duitse voorschriften, dit omdat ze op dezelfde aspecten ingaan, maar andere criteria hanteren per aspect. Dit onderzoek gaat eerst in op de aspecten waarop de criteria zijn gebaseerd, dit zijn de grondsoorten en of deze stabiel of instabiel zijn. Vervolgens worden de huidige voorschriften toegepast op een aantal zeefkrommen, waaruit duidelijk naar voren komt wat de verschillen zijn en wat er over het hoofd wordt gezien. Aan de hand van deze uitwerkingen worden per grondsoort en belasting de Nederlandse en Duitse criteria toegelicht. Waarna vervolgens op basis van logica en afweging een keuze wordt gemaakt welke criteria de meest geschikte zijn. Dit levert tot slot een tabel waar de criteria in staan vermeld, die bij toepassing van de formules de zanddichtheid gedurende de gebruiksduur waarborgt.

4.3.2 Grondsoort

De grondsoorten hebben een onderverdeling in een fijne korrelfractie en een grove korrelfractie. Een is korrelfractie fijn wanneer de $d_{40} \leq 60 \mu\text{m}$ en de korrelfractie is grof wanneer de $d_{40} > 60 \mu\text{m}$ is. Deze onderverdeling is gebaseerd op de internationale korrelverdeling, zie tabel 4.1.

Tabel 4.1: Indeling naar korrelgrootte Internationaal [3]

Klei	< 0,002 mm
Silt	0,002 – 0,06 mm
Zand	0,06 – 2 mm
Grind	2 – 60 mm
Keien	> 60 mm

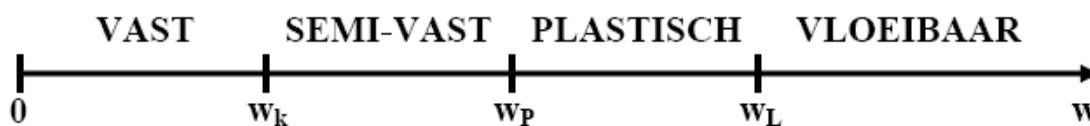
4.3.3 Stabiel of instabiel

Instabiele grond heeft niet de betekenis dat de grond van zichzelf instabiel is, maar het heeft betrekking op de mogelijkheid van uitspoelen van fijne korrels uit de grond. Het gaat hier in feite om een grond met een hoge korrel beweeglijkheid. Een grond heeft een hoge korrel mobiliteit wanneer het aan één van de volgende specificaties voldoet:

- De grond is fijnkorrelig (met aanwezige korrelfractie van $< 60 \mu\text{m}$) met een plasticiteitsindex kleiner dan 0,15 (dit is dus geen cohesieve grond), indien de I_p niet bekend is kan de grond als probleem grond worden gezien als de klei korrel fractie minder als 50 % van de silt korrel fractie is;
- 50 gewichtsprocenten van de korrels ligt tussen $0,02 \text{ mm} < D_p < 0,1 \text{ mm}$;
- Klei of slibhoudende grond met $C_u < 15$ ($C_u = d_{60} / d_{10}$).

4.3.3.1 Plasticiteitsindex

Voor cohesieve (samenhangende) gronden die bestaan uit fijne korrelfracties ($< 63 \mu\text{m}$), is het van groot belang om te weten hoe ze zich gedragen tijdens vochtvariaties. Om deze reden wordt er niet alleen een zeefkromme bepaald bij samenhangende gronden, maar worden ook de consistentiegrenzen bepaald. De consistentiegrenzen geven de grenswaarden aan tussen verkrumeling en verpapping, zie figuur 4.2.



Figuur 4.2: Consistentie en consistentiegrenzen [4]

Hieruit voortkomend kan de plasticiteitsindex worden berekend, afhankelijk van de plasticiteitsindex kan de grond als meer of minder plastisch (vervormbaar) worden gekwalificeerd. Met behulp van de volgende formule:

$$\text{Plasticiteitsindex} = W_L - W_P$$

De plasticiteitsindex geeft een beeld van de mogelijk van verwerking van de grond, rekening houdend met het vochtgehalte. Grond waarbij een vochtgehalte aanwezig is die hoger is dan de vloeigrens (de grens tussen het vloeibare en het plastische gebied), is niet verwerkbaar en bevat geen enkele draagkracht. Indien het vochtgehalte lager is dan de uitrolgrens (de grens tussen het plastische en het vaste gebied) dan is het verdichten van de grond moeilijk. Zie tabel 4.2 voor de plasticiteitsindex.

Tabel 4.2: Plasticiteit en droge sterkte gerelateerd aan plasticiteitsindex [3]

Plasticiteitsindex	Mate van plasticiteit	Droge sterkte
0 – 5	Niet plastisch	Zeer laag, kan worden verkrumeld tussen duim en vinger
6 -15	Matig plastisch	Matig tot laag, kan met de handen gebroken worden, maar nauwelijks tussen duim en vinger
16 -35	Plastisch	Matig tot laag, kan moeilijk met de handen gebroken worden
> 35	Zeer plastisch	Zeer hoog, kan wel gebroken worden onder de palm van de hand

De plasticiteitsindex waarde van 15 % is gebaseerd op grens tussen plastisch en niet plastisch. Bij een plasticiteitsindex van 15 % en kleiner is de grond zodanig niet samenhangend dat grond een hoge korrel mobiliteit bevat.

4.3.3.2 Uniformiteitscoëfficiënt

De uniformiteitscoëfficiënt is de quotiënt van de waarden D_{60} en D_{10} , de waarden geven aan dat D_{10} een waarde zoveel kleiner is dan D_{60} . De waarde 15 die gehanteerd wordt, geeft bij een hogere waarde een heterogene samenstelling. Dit noemt men een goed gegradeerde grond. Bij een waarde van minder dan 15 bestaat de grond uit een gelijkmatige samenstelling, dit resulteert in een hoge korrel mobiliteit.

4.3.3.3 Zand & slib fractie

Het criterium 50 gewichtsprocenten van de korrels ligt tussen $0,02 \text{ mm} < D_B < 0,1 \text{ mm}$, heeft invloed op de beweeglijkheid van de korrels. Dit omdat de grond bestaat uit dusdanige kleine korreldeeltjes die een lage samenhang hebben, niet voldoende om een cohesieve grond te vormen, wat niet goed verdichtbaar is. De zand en slib fractie zal dus een hoge korrel mobiliteit omvatten.

4.3.4 Huidige Nederlandse & Duitse ontwerpvoorschriften

In tabel 4.3 is de Nederlandse criteria weergegeven voor het bepalen van de karakteristieke openingsgrootte. Deze criteria geeft de relatie tussen de indicatieve grootte van het basismateriaal, de uniformiteitscoëfficiënt (C_u) en de openingsgrootte van het geotextiel.

Tabel 4.3: ontwerpcriteria voor geotextielen in Nederland [1]

	Grondsoort			
	$D_{40} \leq 60 \mu\text{m}$		$D_{40} > 60 \mu\text{m}$	
	Stabiele grond	Instabiele grond	Stabiele grond	Instabiele grond
Stationaire belasting	$O_{90} < 10 * D_{50}$ en $O_{90} < 2 * D_{90}$	$O_{90} < 10 * D_{50}$ en $O_{90} < D_{90}$	$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ en $O_{90} < 2 * D_{90}$	$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ en $O_{90} < D_{90}$
Dynamische belasting	$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ en $O_{90} < D_{50}$ en $O_{90} < 500 \mu\text{m}$		$O_{90} < D_{90}$	

In tabel 4.4 is de Duitse criteria weergegeven voor het bepalen van de karakteristieke openingsgrootte. Deze criteria geeft de relatie tussen de indicatieve grootte van het basismateriaal, de uniformiteitscoëfficiënt (C_u) en de openingsgrootte van het geotextiel.

Tabel 4.4: Ontwerpcriteria voor geotextielen in Duitsland [5]

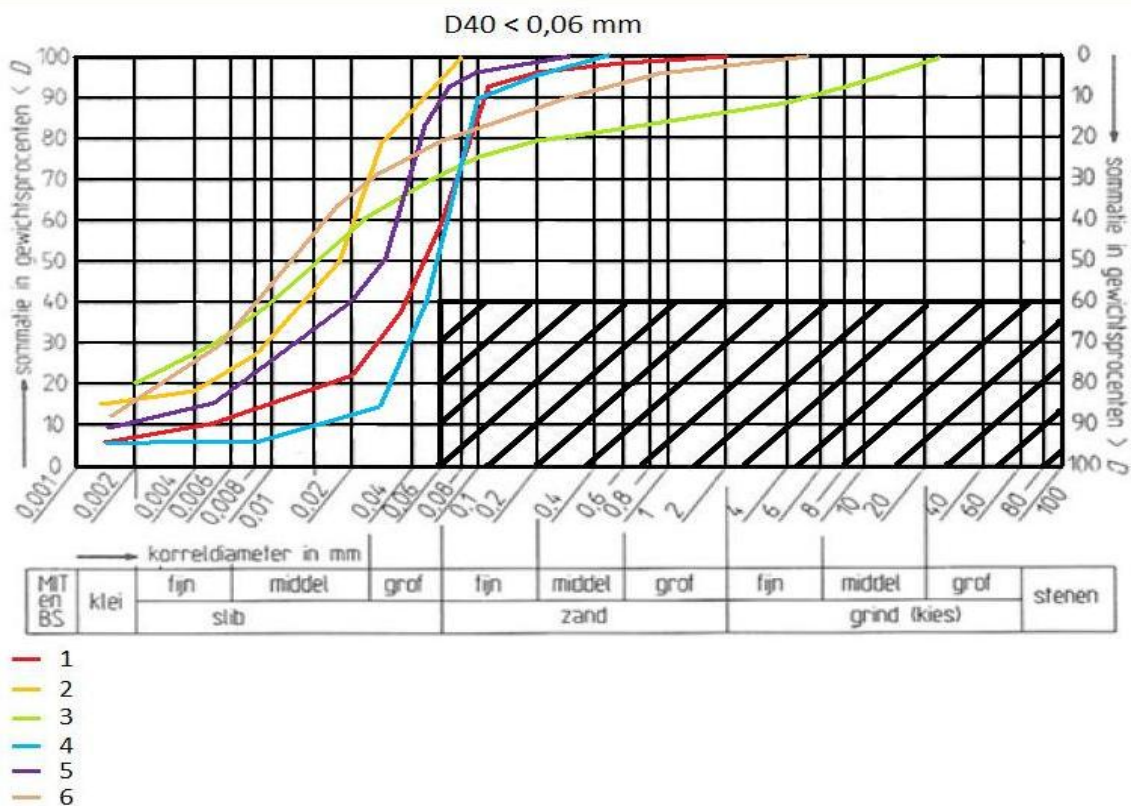
	Grondsoort			
	$D_{40} \leq 60 \mu\text{m}$		$D_{40} > 60 \mu\text{m}$	
	Stabiele grond	Instabiele grond	Stabiele grond	Instabiele grond
Stationaire belasting	$O_{90} < 10 * D_{90}$ en gronden met lage termijn samenhang $O_{90} < 2 * D_{90}$	$O_{90} < D_{50}$	$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ en $O_{90} < 2 * D_{90}$	$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ en $O_{90} < D_{90}$
Dynamische belasting	$O_{90} < D_{90}$ en $O_{90} < 300 \mu\text{m}$		$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ en $O_{90} < D_{50}$ en $O_{90} < 500 \mu\text{m}$	

4.3.5 Uitwerkingen op basis van standaard zeefkrommes

Op basis van een zestal fijn korrelige zeefkrommes ($D_{40} \leq 60 \mu\text{m}$) en een zestal grof korrelige zeefkrommes ($D_{40} > 60 \mu\text{m}$), wordt per belastinggeval onderzoek gedaan naar de invloed van het gebruik van de D_{10} , D_{50} en D_{90} en of het logisch is dat bepaalde karakteristieke korreldiameters worden toegepast. Tevens zal er rekening worden gehouden met de praktijk, het is namelijk zo; de fabrikanten kunnen nog niet aantonen dat ze een O_{90} kunnen maken die kleiner is dan $70 \mu\text{m}$.

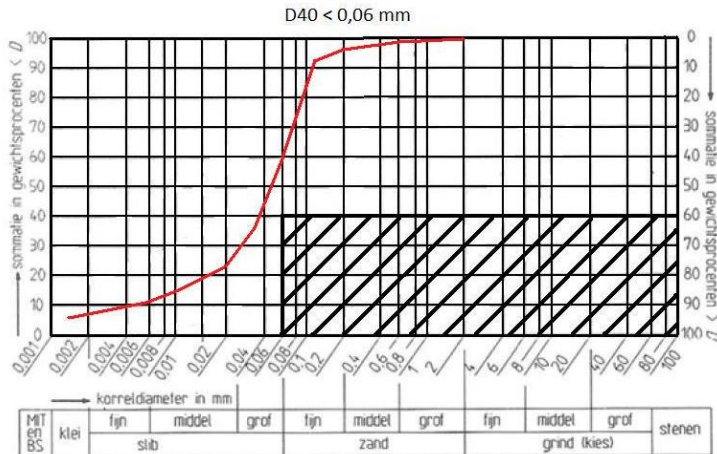
4.3.5.1 Zeefkrommes (fijn korrelig $D_{40} \leq 60 \mu\text{m}$)

Om een duidelijk overzicht te krijgen tussen de verschillende karakteristieke openingsgroottes bij andere verlopen van de zeefkrommes, worden er van een zestal fijn korrelige gronden de karakteristieke openingsgrootte bepaald. Hieruit volgt een duidelijke onderbouwing van welke criteria het meest geschikt is. Door zes verschillende zeefkrommes te gebruiken, worden eventuele afwijkingen voorkomen. In figuur 4.3 zijn de zes zeefkrommes weergegeven in één korrelverdelingsdiagram.



Figuur 4.3: Fijnkorrelige zeefkrommes in één korrelverdelingsdiagram

Zeefkromme 1 (instabiel, cohesief):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,0052	0,012	0,044	0,052	0,059	0,105	0,17	11	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 520 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 170 \mu\text{m}$$

170 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{50}$$

$$O_{90} < 52 \mu\text{m}$$

52 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,17}{0,012} = 14,2 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,052}{0,012} = 4,3 > 3$, clogging treedt niet op.

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 26 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 52 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

26 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 170 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

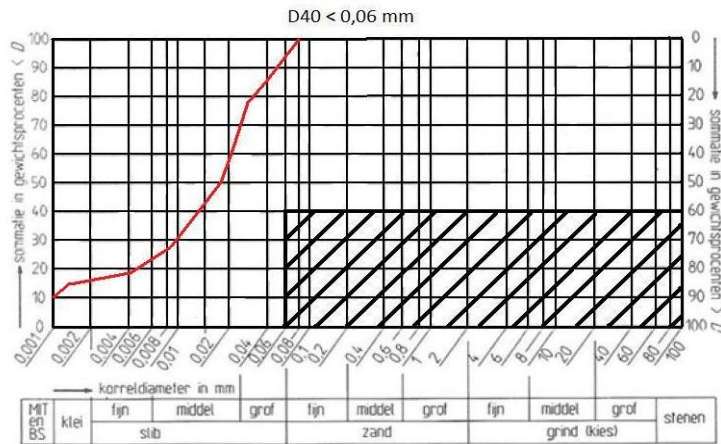
170 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,026}{0,012} = 2,16 < 3$, clogging treedt op.

Duitsland: $\frac{0,17}{0,012} = 14,2 > 3$, clogging treedt niet op.

Zeefkromme 2 (stabiel, cohesief):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,001	0,0017	0,013	0,019	0,022	0,039	0,049	22	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 190 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 98 \mu\text{m}$$

98 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 490 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 98 \mu\text{m}$$

98 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,098}{0,0017} = 57,6 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,098}{0,0017} = 57,6 > 3$, clogging treedt niet op.

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 7 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 19 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

7 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 49 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

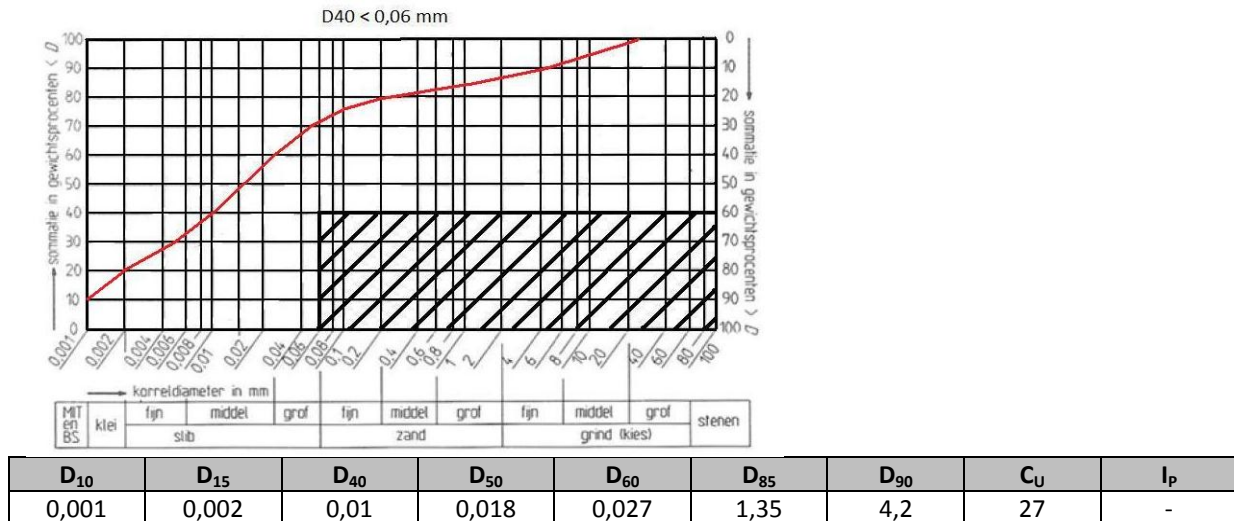
49 μm > 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,007}{0,0017} = 4,1 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,049}{0,0017} = 28,8 > 3$, clogging treedt niet op.

Zeefkromme 3 (Stabiël, cohesief):



Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 180 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 8,2 * 10^3 \mu\text{m}$$

180 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 4,2 * 10^4 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 8,2 * 10^3 \mu\text{m}$$

8,2 * 10³ μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,18}{0,002} = 90 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{8,2}{0,002} = 4100 > 3$, clogging treedt niet op.

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 7,8 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 18 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

7,8 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 4,2 * 10^3 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

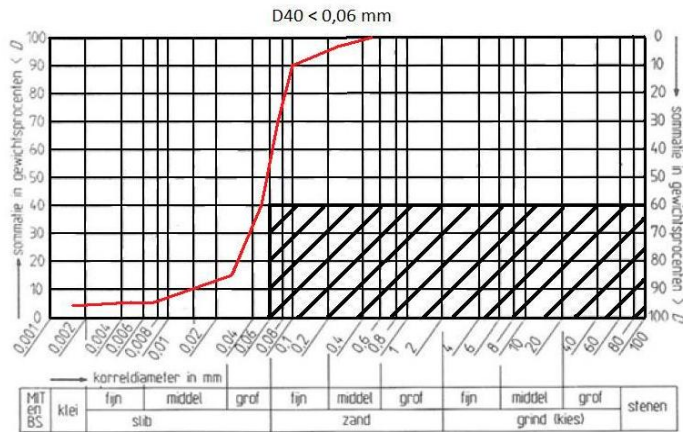
300 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,0078}{0,002} = 3,9 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,3}{0,002} = 150 > 3$, clogging treedt niet op.

Zeefkromme 4 (Instabiel, cohesief):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,0165	0,03	0,049	0,058	0,067	0,095	0,1	4,1	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 580 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 100 \mu\text{m}$$

100 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{50}$$

$$O_{90} < 58 \mu\text{m}$$

58 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,1}{0,03} = 3,3 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,058}{0,03} = 1,9 < 3$, clogging treedt op.

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 50 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 58 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

50 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 100 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

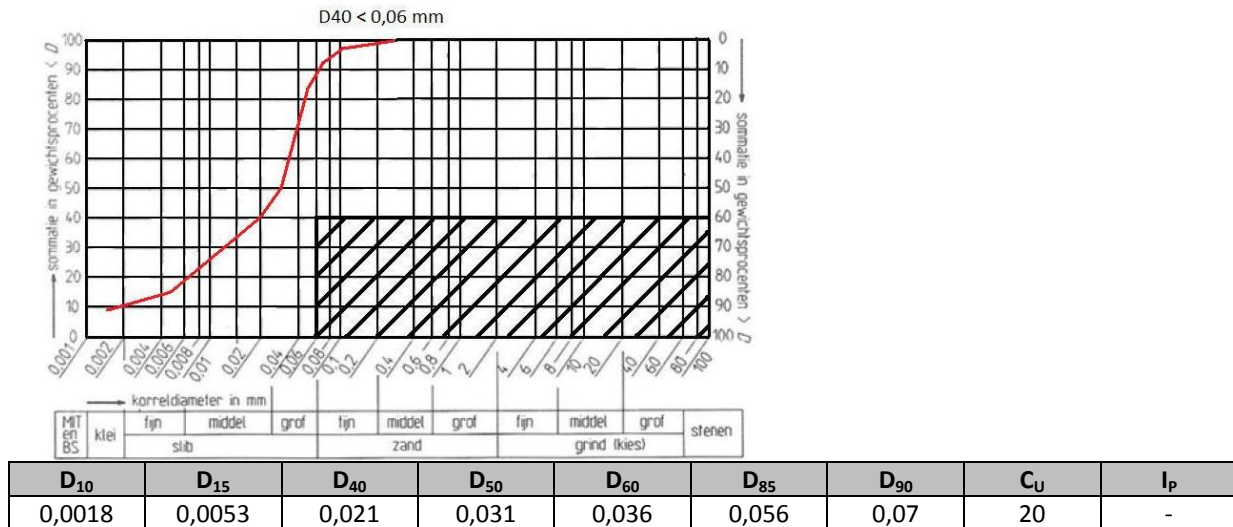
100 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,05}{0,03} = 1,7 < 3$, clogging treedt op.

Duitsland: $\frac{0,3}{0,03} = 10 > 3$, clogging treedt niet op.

Zeefkromme 5 (Instabiel, cohesief):



Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 310 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 70 \mu\text{m}$$

70 μm = 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{50}$$

$$O_{90} < 31 \mu\text{m}$$

31 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,070}{0,0053} = 13,0 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,031}{0,0053} = 5,9 > 3$, clogging treedt niet op.

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 12 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 31 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

12 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 70 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

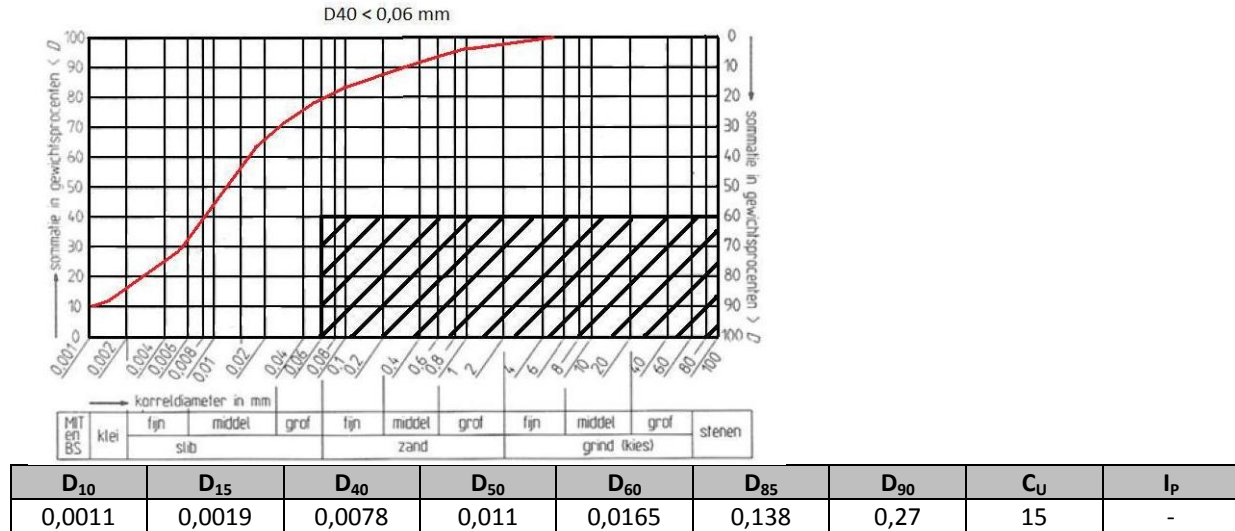
70 μm = 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,012}{0,0053} = 2,3 < 3$, clogging treedt op.

Duitsland: $\frac{0,070}{0,0053} = 13,0 > 3$, clogging treedt niet op.

Zeefkromme 6 (Stabiël, cohesief):



Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 270 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 540 \mu\text{m}$$

270 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 10 * D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 2,7 * 10^3 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 540 \mu\text{m}$$

540 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,27}{0,0019} = 142 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,54}{0,0019} = 284 > 3$, clogging treedt niet op.

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \quad \text{en} \quad O_{90} < D_{50} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 6 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 11 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

6 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < D_{90} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 270 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{90} < 300 \mu\text{m}$$

270 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

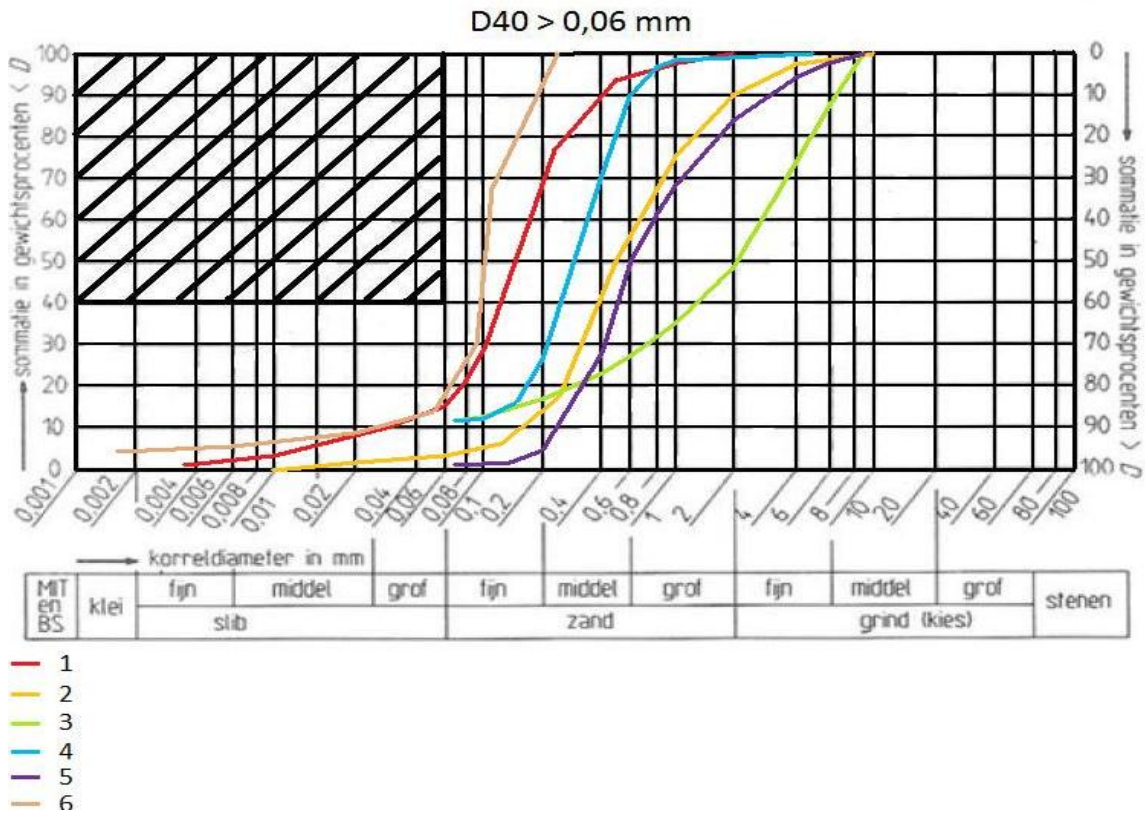
Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,006}{0,0019} = 3,2 > 3$, clogging treedt niet op.

Duitsland: $\frac{0,27}{0,0019} = 142 > 3$, clogging treedt niet op.

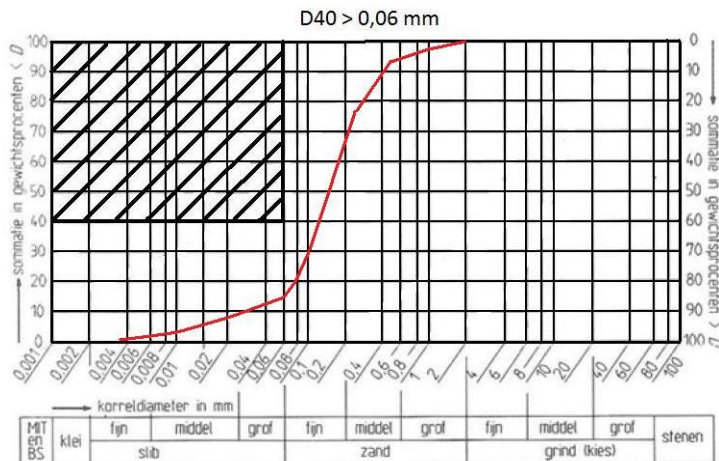
4.3.5.2 Zeefkrommen (grof korrelig $D_{40} > 60 \mu m$)

Om een duidelijk overzicht te krijgen tussen de verschillende karakteristieke openingsgroottes bij andere verlopen van de zeefkrommen, worden er van een zestal grof korrelige gronden de karakteristieke openingsgrootte bepaald. Hieruit volgt een duidelijke onderbouwing van welke criteria het meest geschikt is. Door zes verschillende zeefkrommen te gebruiken, worden eventuele afwijkingen voorkomen. In figuur 4.4 zijn de zes zeefkrommen weergegeven in één korrelverdelingsdiagram.



Figuur 4.4: Grofkorrelige zeefkrommen in één korrelverdelingsdiagram

Zeefkromme 1 (instabiel):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,034	0,06	0,13	0,16	0,185	0,40	0,48	5,4	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van zowel Nederlandse als Duitse criteria:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 400 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 480 \mu\text{m}$$

400 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,40}{0,06} = 6,7 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 480 \mu\text{m}$$

480 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{50} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 119 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 160 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

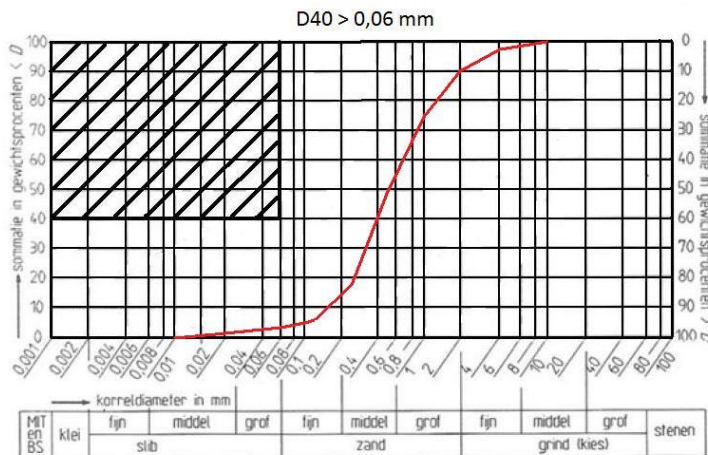
119 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,48}{0,06} = 8 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Duitsland: $\frac{0,119}{0,06} = 1,98 < 3, \text{ clogging treedt op.}$

Zeefkromme 2 (instabiel):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,084	0,16	0,205	0,51	0,69	1,67	2,1	8,2	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van zowel Nederlandse als Duitse criteria:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 1,2 * 10^3 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 2,1 * 10^3 \mu\text{m}$$

$1,2 * 10^3 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

$$\frac{1,2}{0,16} = 7,5 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 2,1 * 10^3 \mu\text{m}$$

$2,1 * 10^3 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{50} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 361 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 510 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

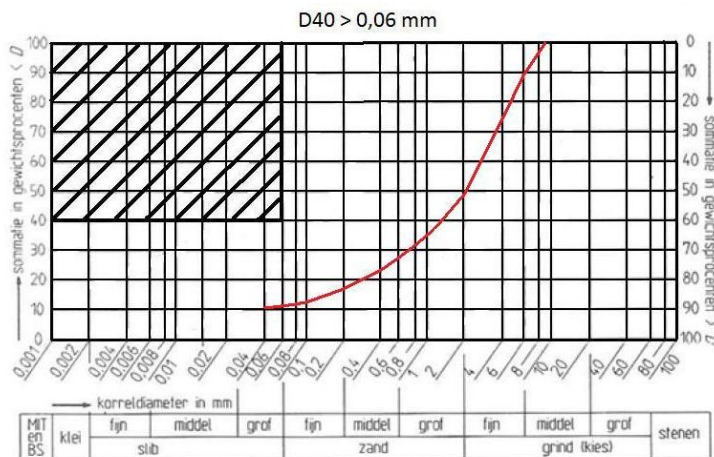
$361 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{2,1}{0,16} = 13,1 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Duitsland: $\frac{0,361}{0,16} = 2,15 < 3, \text{ clogging treedt op.}$

Zeefkromme 3 (stabiel):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,04	0,16	1,45	2	2,87	5,5	6,5	7,8	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van zowel Nederlandse als Duitse criteria:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 6,78 * 10^3 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 13 * 10^3 \mu\text{m}$$

$6,78 * 10^3 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

$$\frac{6,78}{0,16} = 42,4 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 650 \mu\text{m}$$

$650 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{50} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 508 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 2 * 10^3 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

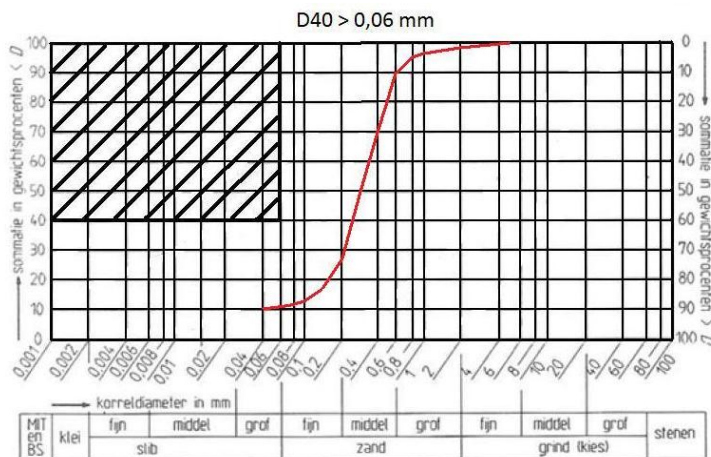
$500 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{6,5}{0,16} = 40,6 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Duitsland: $\frac{0,5}{0,16} = 3,13 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Zeefkromme 4 (instabiel):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,04	0,125	0,265	0,298	0,344	0,5	0,6	8,6	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van zowel Nederlandse als Duitse criteria:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 590 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 600 \mu\text{m}$$

590 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,59}{0,125} = 4,7 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 600 \mu\text{m}$$

700 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{50} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 176 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 298 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

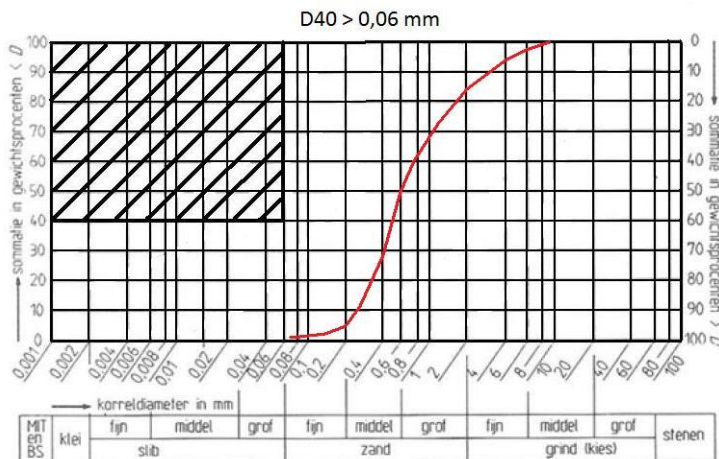
176 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,6}{0,125} = 4,8 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Duitsland: $\frac{0,176}{0,125} = 1,4 < 3, \text{ clogging treedt op.}$

Zeefkromme 5 (stabiel):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,268	0,299	0,5	0,594	0,79	2,25	2,96	2,9	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van zowel Nederlandse als Duitse criteria:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < 2 * D_{90}$$

$$O_{90} < 2,28 * 10^3 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 5,92 * 10^3 \mu\text{m}$$

$2,28 * 10^3 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

$$\frac{2,28}{0,299} = 7,6 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 2,96 * 10^3 \mu\text{m}$$

$2,96 * 10^3 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{50} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 685 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 594 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

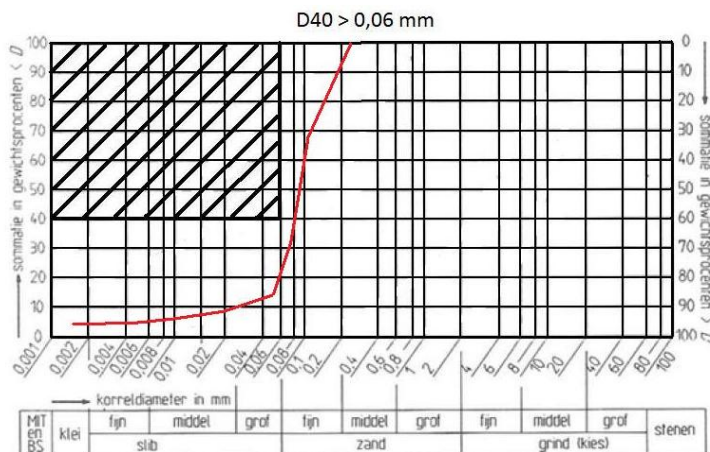
$500 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{2,96}{0,299} = 9,9 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Duitsland: $\frac{0,5}{0,299} = 1,7 < 3, \text{ clogging treedt op.}$

Zeefkromme 6 (instabiel):



D ₁₀	D ₁₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	D ₉₀	C _u	I _p
0,025	0,052	0,08	0,088	0,098	0,17	0,20	3,9	-

Uitwerking stationaire belasting:

Op basis van zowel Nederlandse als Duitse criteria:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 250 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 200 \mu\text{m}$$

200 μm > 200 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,20}{0,052} = 3,8 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Uitwerking dynamische belasting:

Op basis van Nederlandse criteria:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 200 \mu\text{m}$$

200 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Op basis van Duitse criteria:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u} \text{ en } O_{90} < D_{50} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

$$O_{90} < 74 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 88 \mu\text{m} \text{ en } O_{90} < 500 \mu\text{m}$$

74 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{90}/D_{15} < 3$):

Nederland: $\frac{0,20}{0,052} = 3,9 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$

Duitsland: $\frac{0,074}{0,052} = 1,4 < 3, \text{ clogging treedt op.}$

4.3.6 Fijnkorrelig met een stationaire belasting

Om te bepalen welke openingsgrootte moet worden toegepast voor een geotextiel dat geïnstalleerd wordt op een fijn korrelige onderlaag en onder invloed is van stationaire belasting, dient zowel de Nederlandse als Duitse voorschriften te worden onderzocht. Beide voorschriften hanteren hier namelijk verschillende criteria voor. De criteria voor het bepalen van de openingsgrootte van zowel Duitsland als Nederland zijn hieronder weergegeven.

Voor stabiele grond:

Nederland $O_{90} < 10 * D_{50}$	Duitsland $O_{90} < 10 * D_{90}$
$O_{90} < 2 * D_{90}$	Voor gronden met een lange-termijn samenhang $O_{90} < 2 * D_{90}$

Voor instabiele grond:

Nederland $O_{90} < 10 * D_{50}$	Duitsland $O_{90} < D_{50}$
$O_{90} < D_{90}$	

4.3.6.1 Nederlandse voorschriften

In de formules worden de karakteristieke korreldiameters D_{90} en D_{50} aangehouden, echter de vraag is waarom worden nu deze karakteristieke korreldiameters aangehouden. De karakteristieke korreldiameter D_{90} , wordt gehanteerd op basis van uitgevoerd onderzoek door Mlynarek [6], naar de waarborging van de waterdoorlatendheid door de openingsgroottes van het geotextiel. Uit dit onderzoek is de volgende eis naar voorgekomen:

$$1 < O_{90}/D_{90} < 2$$

Op basis van stabiele en instabiele gronden is er onderscheidt gemaakt vanuit deze eis. Zo geldt voor stabiele gronden dat de O_{90} zo groot mogelijk kan worden gehouden, omdat hier de mogelijkheid van uitspoeling van de fijne korrels uit de grond minimaal is. Om de doorlatendheid zo hoog mogelijk te houden zal de $O_{90} < 2 * D_{90}$ zijn, dit voorkomt overdrukken in de dijk. Waar instabiele grond aanwezig zijn zal de O_{90} zo laag mogelijk worden gehouden, dit omdat er bij instabiele grond een hoge kans op uitspoeling van de korrels uit grond is. Om erosie van de onderliggende laag te voorkomen wordt de formule $O_{90} < D_{90}$ gehanteerd.

De karakteristieke korreldiameter D_{50} die wordt gebruikt, is de mediaan van het basismateriaal. De mediaan is de korrelgrootte waarbij 50 % van het monster grover is en 50 % fijner, het is de maat van de grofheid van het materiaal. De D_{50} geeft een helder beeld van korrelverdeling. Hieruit is een criterium gevolgd waarbij voor de openingskarakteristiek geldt $O_{90} < 10 * D_{50}$. De factor staat in verband met de gradering van de korrelverdelings-kromme.

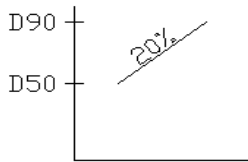
De O_{90} die gehanteerd wordt is afhankelijk van de structuur van de ondergrond, de criteria die gelden op basis van de D_{90} en D_{50} zijn onderworpen aan het verloop van de graderingskromme. Zo is er onderscheidt te maken in een flauw verloop en een steil verloop van de kromme. Bij een steil verloop van de kromme heeft de grond een gelijkmatige samenstelling, hier bevat het grondmonster veel korrels van dezelfde grootte. Bij een gelijkmatige samenstelling is de D_{90} een geschikte waarde om te hanteren. Indien de korrelverdeling uit een flauwe kromme bestaat, dan komen in een monster bijna

alle fracties voor. Hier kunnen de korrels makkelijker door het geotextiel heen bewegen. Om deze reden is bij een flauwe kromme de D_{50} een geschikte waarde om te hanteren. Hieronder is de relatie tussen de D_{90} en D_{50} weergegeven bij zowel een stabiele als een instabiele ondergrond.

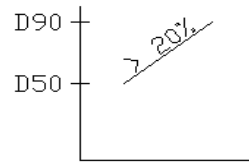
Stabiele grond:

Voor stabiele gronden is de relatie tussen de D_{90} en D_{50} als volgt:

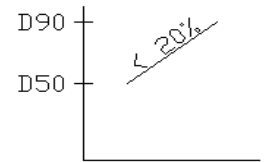
- D_{90} is maatgevend als $D_{90} < 10 * D_{50}/2$
- D_{50} is maatgevend als $D_{50} < 2 * D_{90}/10$



$O_{90} = D_{90} * 2 = D_{50} * 10$



$O_{90} = D_{50} * 10$

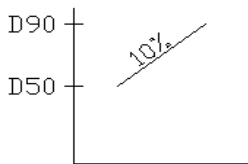


$O_{90} = D_{90} * 2$

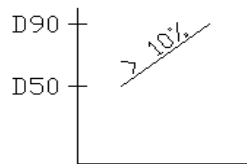
Instabiele grond:

Voor instabiele gronden is de relatie tussen de D_{90} en D_{50} als volgt:

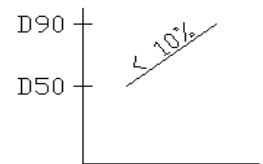
- D_{90} is maatgevend als $D_{90} < 10 * D_{50}$
- D_{50} is maatgevend als $D_{50} < D_{90}/10$



$O_{90} = D_{90} * 2 = D_{50} * 10$



$O_{90} = D_{50} * 10$



$O_{90} = D_{90} * 2$

Uit de uitwerkingen die weergegeven zijn in paragraaf 4.3.5.1, is gebleken dat er uit vijf zeefkrommen een filteropening naar voorkomt die toepasbaar is in de praktijk. Echter uit één zeefkromme komt een filteropening die minder bedraagt dan 70 μm , deze filteropening is door de fabrikant niet aan te tonen. Hier zal daarom een openingsfilter worden toegepast van 70 μm . Er kan worden gesteld dat de rekenregels goed aansluiten met de minimale openingsgrootte die gehanteerd wordt voor geotextielen.

4.3.6.2 Duitse voorschriften

De Duitse voorschriften hanteren net als de Nederlandse voorschriften de karakteristieke korreldiameters D_{90} en D_{50} . Op basis van de karakteristieke korreldiameter D_{90} zijn de volgende formules opgesteld:

$O_{90} < 10 * D_{90}$
en
 $O_{90} < 2 * D_{90}$

De $O_{90} < 10 * D_{90}$ is gebaseerd op een stabiele grond met een stationaire stroming. Bij deze condities wordt er vanuit gegaan dat er nagenoeg geen uitspoeling van de onderliggende laag zal plaats vinden. Omdat er bij stationaire stroming geen veranderingen in belasting optreedt, zal er ook geen zuigende werking aanwezig zijn op de korrels van de onderliggende laag. Naast de stationaire stroming is de ondergrond een stabiele grond, dat betekent dat de korrels van ondergrond niet beweeglijk zijn en daardoor niet snel uit zullen spoelen. Om deze reden wordt er een grote filteropening toegepast.

Bij gronden met een lange termijn samenhang wordt de volgende formule toegepast $O_{90} < 2 * D_{90}$. Hier is rekening gehouden met de kleine korrelfractie en de samenhang van onderlinge korreldeeltjes, tevens dient de waterdoorlatendheid van de openingsgrootte van het geotextiel te worden gewaarborgd. Door de samenhang van de ondergrond zal de kans op vermindering van de waterdoorlatendheid toenemen.

De karakteristieke korreldiameter D_{50} die wordt gebruikt, is de mediaan van het basismateriaal. De mediaan is de korrelgrootte waarbij 50 % van het monster grover is en 50 % fijner, het is de maat van de grofheid van het materiaal. De D_{50} geeft een helder beeld van korrelverdeling. Hieruit is een criterium gevolgd waarbij voor de openingskarakteristiek geldt $O_{90} < D_{50}$.

4.3.7 Fijnkorrelig met een dynamische belasting

Om te bepalen welke openingsgrootte moet worden toegepast voor een geotextiel dat geïnstalleerd wordt op een fijn korrelige onderlaag en onder invloed is van dynamische belasting, dient zowel de Nederlandse als Duitse voorschriften te worden onderzocht. Beide voorschriften hanteren hier namelijk verschillende criteria voor. De criteria voor het bepalen van de openingsgrootte van zowel Duitsland als Nederland zijn hieronder weergegeven.

Nederland $O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ $O_{90} < D_{50}$ $O_{90} < 500 \mu m$		Duitsland $O_{90} < D_{90}$ $O_{90} < 300 \mu m$
--	--	--

4.3.7.1 Nederlandse voorschriften

De karakteristieke korreldiameters die worden gehanteerd zijn de D_{50} en de D_{10} , hierbij valt op dat dit kleine korreldiameters zijn. Deze worden gehanteerd doordat de kust- en oeververdediging onderhevig is aan dynamische belastingen. De dynamische belasting veroorzaakt mogelijke erosie van de onderlaag door het constant breken van golven op de kust- of oeververdediging. Echter door het gewicht van de grote korreldiameters zullen deze niet uitspoelen, maar enkel de korreldiameters met een klein gewicht. Om deze reden wordt de karakteristieke korreldiameters D_{10} en D_{50} gebruikt.

D_{10} is de effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert. De 10 % procent de zeef passeert mag tijdens golfbelasting uitspoeling, echter omdat het hier gaat om een samenhangende grond is het nog maar de vraag of dit daadwerkelijk gebeurt. Op basis van de D_{10} is de volgende formule opgesteld.

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

Naast de D_{10} is ook de uniformiteitscoëfficiënt (C_u) van toepassing, de C_u is de quotiënt van de waarden D_{60} en D_{10} , deze waarden geven aan of de ondergrond een heterogene of gelijkmatige samenstelling bevat. Als de ondergrond gelijkmatig is samengesteld dan heeft de C_u een lage waarde, dit betekent dat er meer kans is op uitspoeling van de kleine deeltjes, wat resulteert in een kleinere filteropening. Indien de ondergrond een heterogene samenstelling bevat is de C_u hoog, dat houdt in dat er minder kans is op uitspoeling van de kleine deeltjes, wat resulteert in een grotere filteropening.

De karakteristieke korreldiameter D_{50} die wordt gebruikt, is de mediaan van het basismateriaal. De mediaan is de korrelgrootte waarbij 50 % van het monster grover is en 50 % fijner, het is de maat van de grofheid van het materiaal. De D_{50} geeft een helder beeld van korrelverdeling. Hieruit volgt een criterium waarbij voor de openingskarakteristiek geldt $O_{90} < D_{50}$. Een karakteristieke korreldiameter toepassen die groter is dan de D_{50} is niet mogelijk. Deze houdt namelijk niet voldoende rekening met de kleine deeltjes, die uit zullen spoelen tijdens dynamische belasting.

Naast de criteria op basis van de karakteristieke korreldiameters D_{10} en D_{50} is er nog een eis gesteld aan de maximale toegestane openingskarakteristiek. Deze waarde is gebaseerd op de samenhang van ondergrond en bedraagt $O_{90} < 0,5$ mm.

Uit de uitwerkingen die weergegeven zijn in paragraaf 4.3.5.1, blijkt dat de huidige criteria te streng zijn op basis van de minimale openingsgrootte van het geotextiel. Uit de zes korrelverdelings-krommen blijkt echter bij iedere kromme, dat de huidige criteria een filteropening van minder dan 70 μm eist.

4.3.7.2 Duitse voorschriften

De D_{90} die Duitsland hanteert is op basis van vliezen die een bepaald dikte bevatten. Bij vliezen is er een groter risico op dichtslibben van het geotextiel doordat fijne deeltjes uit het basismateriaal zich in het geotextiel dringen en de poriënkanaaltjes aan de bovenstreams zijde blokkeren. Door een grotere filteropening toe te passen wordt clogging voorkomen en door de samenhangende grond zal er een minimale erosie van de ondergrond plaats vinden. Wat resulteert in een grotere waterdoorlatendheid van het geotextiel.

Naast de D_{90} wordt er nog een maximale karakteristieke openingsgrootte gegeven. Deze waarde is 0,3 mm, dit is de gradering middel zand. Een grond kan de eigenschap samenhangend bevatten, echter bij dusdanige grote korreldiameters die voortkomen in de grond is de cohesie niet van toepassing. Om deze reden is er een maximale karakteristieke openingsgrootte gegeven.

Uit de uitwerkingen die weergegeven zijn in paragraaf 4.3.5.1, is gebleken dat twee van de zes filteropening niet voldoende groot ($> 70 \mu\text{m}$) zijn om aantoonbaar door de fabrikant te worden gefabriceerd.

4.3.8 Grofkorrelig met een stationaire belasting

Voor de bepaling van de toe te passen openingsgrootte van een geotextiel dat geïnstalleerd wordt op een grofkorrelige onderlaag en onder invloed is van stationaire belasting, geldt dezelfde criteria volgens de Nederlandse en Duitse voorschriften. De criteria voor het bepalen van de openingsgrootte zijn hieronder weergegeven.

Voor stabiele grond:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

$$O_{90} < 2 * D_{90}$$

Voor instabiele grond:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

$$O_{90} < D_{90}$$

4.3.8.1 Invloed van gebruikte karakteristieke korreldiameters

De karakteristieke korreldiameters die worden gehanteerd zijn de D_{90} en de D_{10} . De D_{10} is de effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert. De 10 % procent die de zeef passeert mag tijdens dynamische belasting uitspoeling, dit omdat er een grofkorrelige ondergrond aanwezig is waarbij enkel de kleinste delen uit slib of klei bestaan, die vervolgens ook uitspoelen. Op basis van de D_{10} is de volgende formule opgesteld.

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

Naast de D_{10} is ook de uniformiteitscoëfficiënt (C_u) van toepassing, de C_u is de quotiënt van de waarden D_{60} en D_{10} , deze waarden geven aan of de ondergrond een heterogene of gelijkmatige samenstelling bevat. Als de ondergrond gelijkmatig is samengesteld dan heeft de C_u een lage waarde, dit betekent dat er meer kans is op uitspoeling van de kleine deeltjes, wat resulteert in een kleinere filteropening. Indien de ondergrond een heterogene samenstelling bevat is de C_u hoog, dat houdt in dat er minder kans is op uitspoeling van de kleine deeltjes, wat resulteert in een grotere filteropening.

De D_{90} die gehanteerd wordt in Nederland is op basis van uitgevoerd onderzoek door Mlynarek [6], naar de waarborging van de waterdoorlatendheid door de openingsgroottes van het geotextiel. Uit dit onderzoek is de volgende eis naar voorgekomen:

$$1 < O_{90}/D_{90} < 2$$

Op basis van stabiele en instabiele gronden is er onderscheidt gemaakt vanuit deze eis. Zo geldt voor stabiele gronden dat de O_{90} zo groot mogelijk kan worden gehouden, omdat hier de mogelijkheid van uitspoeling van de fijne korrels uit de grond minimaal is. Om de doorlatendheid zo hoog mogelijk te houden zal de $O_{90} < 2 * D_{90}$ zijn, dit voorkomt overdrukken in de dijk. Waar instabiele grond aanwezig is zal de O_{90} zo laag mogelijk worden gehouden, dit omdat er bij instabiele grond een hogere kans op uitspoeling van de onderlinge korrels uit grond is. Om erosie van de onderliggende laag te voorkomen wordt de formule $O_{90} < D_{90}$ gehanteerd.

4.3.8.2 Logica van gebruikte karakteristieke korreldiameters

De O_{90} die gehanteerd wordt is afhankelijk van de structuur van de ondergrond, de criteria die gelden op basis van de D_{90} en D_{10} zijn onderworpen aan het verloop van de korrelverdelings-kromme. Zo is er onderscheidt te maken in een flauw verloop en een steil verloop van de kromme. Bij een steil verloop van de kromme heeft de grond een gelijkmatige samenstelling, hier bevat het grondmonster veel korrels van dezelfde grootte. Bij een gelijkmatige samenstelling is de D_{90} een geschikte waarde om te hanteren. Indien de korrelverdeling uit een flauwe kromme bestaat, dan komen in een monster bijna alle fracties voor. Hier kunnen de korrels makkelijker door het geotextiel heen bewegen. Om deze reden is bij een flauwe kromme de D_{10} een geschikte waarde in combinatie met de uniformiteitscoëfficiënt (C_u) om te hanteren.

4.3.9 Grofkorrelig met een dynamische belasting

Voor het bepalen van de openingsgrootte van een geotextiel, wat geïnstalleerd wordt op een grof korrelige onderlaag en onder invloed van dynamische belasting, dient zowel de Nederlandse als Duitse voorschriften te worden onderzocht. Beide voorschriften hanteren hier namelijk verschillende criteria voor. De criteria voor het bepalen van de openingsgrootte van zowel Duitsland als Nederland zijn hieronder weergegeven.

Nederland	Duitsland
$O_{90} < D_{90}$	$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$
	$O_{90} < D_{50}$
	$O_{90} < 500 \mu m$

4.3.9.1 Nederlandse voorschriften

De D_{90} die gehanteerd wordt in Nederland is op basis van uitgevoerd onderzoek door Mlynarek [6], naar de waarborging van de waterdoorlatendheid door de openingsgroottes van het geotextiel. Uit dit onderzoek is de volgende eis naar voorgekomen:

$$1 < O_{90}/D_{90} < 2$$

Om een zodanig veilige filteropening te toe te passen wordt de veiligste criterium gehanteerd, dit is O_{90}/D_{90} . Hierbij wordt erosie van de onderliggende laag voorkomen, ook is er rekening gehouden met de vermindering van de doorlatendheid door blocking, blinding en clogging.

Omdat het hier gaat om grofkorrelig materiaal, waarbij de onderlinge korreldeeltjes een dusdanig gewicht hebben dat het niet gemakkelijk wordt verplaatst door dynamische belasting. Kan er gesteld worden dat de poriënafmeting van een geotextiel correspondeert met de gemiddelde diameter van de zandfractie waarbij 10 % het geotextiel passeert. Om deze reden wordt de D_{90} gehanteerd.

Uit de uitwerkingen die weergegeven zijn in paragraaf 4.3.5.2, blijkt dat de huidige criteria voldoet op basis van de minimale openingsgrootte voor geotextielen. Alle filteropeningen die uit de zes zeefkrommen naar voren zijn gekomen hebben een opening groter dan $70 \mu m$. Er kan worden gesteld dat de rekenregels goed aansluiten met de minimale gehanteerde openingsgrootte voor een geotextiel.

4.3.9.2 Duitse voorschriften

De karakteristieke korreldiameters die worden gehanteerd zijn de D_{50} en de D_{10} . De D_{10} is de effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert. De 10 % procent die de zeef passeert mag tijdens dynamische belasting uitspoeling, dit omdat er een grofkorrelige ondergrond aanwezig is waarbij enkel de kleinste delen uit slib of klei bestaan, die vervolgens ook uitspoelen. Op basis van de D_{10} is de volgende formule opgesteld.

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

Naast de D_{10} is ook de uniformiteitscoëfficiënt (C_u) van toepassing, de C_u is de quotiënt van de waarden D_{60} en D_{10} , deze waarden geven aan of de ondergrond een heterogene of gelijkmatige samenstelling bevat. Als de ondergrond gelijkmatig is samengesteld dan heeft de C_u een lage waarde, dit betekent dat er meer kans is op uitspoeling van de kleine deeltjes, wat resulteert in een kleinere filteropening. Indien de ondergrond een heterogene samenstelling bevat is de C_u hoog, dat houdt in dat er minder kans is op uitspoeling van de kleine deeltjes, wat resulteert in een grotere filteropening.

De karakteristieke korreldiameter D_{50} die wordt gebruikt, is de mediaan van het basismateriaal. De mediaan is de korrelgrootte waarbij 50 % van het monster grover is en 50 % fijner, het is de maat van de grofheid van het materiaal. De D_{50} geeft een helder beeld van korrelverdeling. Hieruit is een criterium gevolgd waarbij voor de openingskarakteristiek geldt $O_{90} < D_{50}$. Naast de criteria op basis van de karakteristieke korreldiameters D_{10} en D_{50} is er nog een eis gesteld aan de maximale toegestane openingskarakteristiek. Deze waarde is gebaseerd op de samenhang van ondergrond en bedraagt $O_{90} < 0,5$ mm.

De karakteristieke korreldiameters die worden gehanteerd zijn de D_{50} en de D_{10} , hierbij valt op dat dit kleine korreldiameters zijn. Deze worden gehanteerd doordat de kust- en oeververdediging onderhevig is aan dynamische belastingen. De dynamische belasting veroorzaakt mogelijke erosie van de onderlaag door het constant breken van golven op de kust- of oeververdediging. Echter door het gewicht van de grote korreldiameters zullen deze niet uitspoelen, maar enkel de korreldiameters met een klein gewicht. Om deze reden wordt de karakteristieke korreldiameters D_{10} en D_{50} gebruikt.

Uit de uitwerkingen die weergegeven zijn in paragraaf 4.3.5.2, is gebleken dat er vijf van de zes filteropening voldoende groot ($> 70 \mu\text{m}$) zijn om aantoonbaar door de fabrikant te worden gefabriceerd. Dit heeft immers geen direct gevolg voor de Duitse voorschriften, omdat het maar om één korrelverdeling gaat die bestaat uit klein grof korrelig materiaal. Om deze reden kan gesteld worden dat de voorschriften aansluiten met de minimale gehanteerde openingsgrootte voor een geotextiel.

4.3.10 Conclusie en afwegingen

De huidige voorschriften in Nederland en Duitsland die gelden voor de verschillende grondsoorten, fijn en grof korrelig, onder stationaire of dynamische belastingen dienen vergeleken te worden. Er zal een afweging plaatsvinden tussen de huidige Nederlandse en Duitse voorschriften om zo tot de meest geschikte criteria te komen per grondsoort met een bepaalde belasting. De afweging zal onderbouwd worden op de volgende drie aspecten:

- Minimale openingsgrootte;
- Vermindering doorlatendheid van het geotextiel;
- Veiligheid.

Echter de Nederlandse en Duitse voorschriften hanteren dezelfde criteria voor grofkorrelige gronden met stationaire belasting. Hier zal geen vergelijking plaatsvinden maar onderzocht worden of er vermindering van doorlatendheid mogelijk is, of er wordt voldaan aan de waterdoorlatendheid criteria $O_{90} < 1$ a $2 D_{90}$ en of de filteropeningen aantoonbaar zijn door de fabrikant.

Minimale openingsgrootte

Op dit moment wordt voor geotextielen een minimale openingsgrootte hanteert van $70 \mu\text{m}$. Deze openingsgrootte is gebaseerd op een aantal aspecten, dit zijn de aantoonbaarheid van de fabrikanten, een te grote kans op dichtslibben van het geotextiel en een te lage waterdoorlatendheid van het geotextiel. Een fabrikant is niet in staat om in de huidige tijd een geotextiel te leveren met een filteropening kleiner dan $70 \mu\text{m}$. Volgt er bijvoorbeeld uit de criteria een waarde van $20 \mu\text{m}$, dan zal de fabrikant toch een geotextiel leveren met een karakteristieke openingsgrootte van $70 \mu\text{m}$. Hierover zullen vragen komen vanuit de praktijk of dit geotextiel wel voldoet, omdat zowel het geotextiel in Nederland als Duitsland op functioneel gebied voldoet is het verstandiger om te kiezen voor de criteria die hiermee rekening houdt. Tevens is de kans op dichtslibben bij een filteropening kleiner dan $70 \mu\text{m}$ zo groot, dat na verloop van tijd het geotextiel niet meer voldoet op functionaliteit. Een filteropening die kleiner is dan $70 \mu\text{m}$ zal daarom niet worden toegepast. Daarnaast wordt bij een dusdanig kleine filteropening het waterniveau in de dijk geregeld door het geotextiel. Dit betekent dat bij opkomend en afgaand water, het waterniveau in de dijk varieert met

het waterpeil van het water, zie paragraaf 4.5 voor verduidelijking. Echter omdat dit niet van toepassing is op de filterconstructie, maar op de minimale openingsgrootte van het geotextiel heeft dit geen dusdanige invloed op de uitkomst van de afweging. Het dient echter wel beschouwd te worden, omdat de praktijk en theorie gecombineerd moet worden. Het criterium 'minimale openingsgrootte' zal daarom een constante score hebben van 20 % van de afweging.

Vermindering doorlatendheid geotextiel

Een uitgangspunt bij het ontwerpen van waterdoorlatende filterconstructies is dat wateroverdrukken in een dijk of dam worden tegengegaan. Hierom dient de waterdoorlatendheid van het geotextiel altijd gewaarborgd te worden. De doorlatendheid van het geotextiel is tijdens de gebruiksfase namelijk onderhevig aan veranderingen. Om problemen te voorkomen, dienen de eigenschappen van het geotextiel zo te zijn ontworpen dat er een kleine kans op vermindering van de doorlatendheid aanwezig is. Daarom dient clogging te worden beschouwd, ofwel het dichtslibben van het geotextiel doordat fijne deeltjes uit het basismateriaal zich op lange termijn in het geotextiel dringen en zo het geotextiel zijn functie waterdoorlatendheid verliest.

Vermindering van de doorlatendheid van het geotextiel zal eerder plaats vinden als het basismateriaal bestaat uit fijnkorrelige gronden. Voornamelijk als de ondergrond uit minimaal 20 % silt bestaat, dit is namelijk een cohesief materiaal wat zeer fijn is. Als het silt zich in de poriën van het geotextiel dringt, zal het door de samenhangende eigenschappen vastkleven aan het geotextiel. Waar vervolgens andere korrels achter blijven hangen. Dit resulteert in dichtslibben van het geotextiel. De score van de afweging vermindering doorlatendheid van het geotextiel zal daarom zwaarder wegen bij fijnkorrelig gronden dan bij grofkorrelige gronden.

Tevens vindt bij stationaire belasting eerder vermindering van de doorlatendheid plaats, dan bij dynamische belasting. Bij dynamische belastingen komen immers grotere krachten vrij op de kust- of oeververdediging, zoals golfklappen, die van invloed zijn op de waterstroom door de poriën van het geotextiel. Hier worden namelijk de korreldeeltjes los geslagen van het geotextiel. Bij een stationaire belasting is dit niet het geval, hier is de kust- of oeververdediging onderhevig aan een gelijke belasting. De score van de afweging vermindering doorlatendheid van het geotextiel zal daarom zwaarder wegen bij stationaire belasting dan bij dynamische belasting.

Dit geeft de volgende scores bij volgende condities:

- Fijnkorrelig met stationaire belasting 50 %
- Fijnkorrelig met dynamische belasting 35 %
- Grofkorrelig met dynamische belasting 20 %

Veiligheid

De veiligheid staat voor de mogelijkheid tot uitspoelen, dus hoe hoger de veiligheid hoe minder kans er is op uitspoeling van de onderliggende laag. De score van de veiligheid zal net als bij vermindering van de doorlatendheid variëren per grondsoort en belasting. Zo zal de kans op uitspoeling van de onderlinge korrels van een fijnkorrelige samenhangende grond niet groot zijn. Uitspoeling zal dan eerder plaatsvinden in de vorm van brokjes met een grootte van enkele millimeters, dan in de vorm van afzonderlijke deeltjes. Bij grofkorrelige gronden is er echter geen samenhang tussen de onderlinge delen, dat betekent dat ieder afzonderlijk deeltje apart kan uitspoelen. De score van de afweging veiligheid zal daarom zwaarder wegen bij grofkorrelige gronden dan bij fijnkorrelige gronden.

De mogelijkheid tot uitspoelen van het basismateriaal, is ook afhankelijk van de belastingen die op de kust- of oeververdediging werkt. Als er dynamische belasting van werking is, waarbij golfklappen op de kust- of oeververdediging breken zal de ondergrond worden mee gezogen door de golven. Terwijl er bij stationaire belasting, geen veranderlijke belasting aanwezig is. Waarbij dus ook geen extreme krachten op de onderliggende grondlaag optreden. De score van de afweging veiligheid zal daarom zwaarder wegen bij dynamische belasting dan bij stationaire belasting.

Dit geeft de volgende scores bij volgende condities:

- Fijnkorrelig met stationaire belasting 30 %
- Fijnkorrelig met dynamische belasting 45 %
- Grofkorrelig met dynamische belasting 60 %

De uitwerkingen uit paragraaf 4.3.5.1 en 4.3.5.2 zijn weergegeven in tabel 4.5. Dit is een vergelijking tussen de huidige Nederlandse en Duitse voorschriften. Op basis van de hierboven beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de huidige Nederlandse of de Duitse voorschriften de meest geschikte criteria zijn om te hanteren in Nederland in de toekomst.

Tabel 4.5: Uitwerkingen op basis van de Nederlandse en Duitse voorschriften

Criteria	Fijnkorrelig met stationaire belasting	Openingsgrootte				Veiligheid		Vermindering doorlatendheid	
		Nederland	Minimale openingsgrootte	Duitsland	Minimale openingsgrootte	Nederland	Duitland	Nederland	Duitsland
Voor stabiele grond: Nederland $O_{90} < 10 * D_{50}$ Duitsland $O_{90} < 10 * D_{90}$ Gronden met lange-termijn samenhang $O_{90} < 2 * D_{90}$ $O_{90} < 2 * D_{90}$ Voor instabiele grond: Nederland $O_{90} < 10 * D_{50}$ Duitsland $O_{90} < D_{90}$ $O_{90} < D_{90}$	Zeefkromme 1 (instabiel, cohesief)	170 µm	ja	52 µm	nee	-	+	14,2 > 3; geen clogging	4,3 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 2 (stabiel, cohesief)	98 µm	ja	98 µm	ja	+ / -	+ / -	57,6 > 3; geen clogging	57,6 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 3 (stabiel, cohesief)	180 µm	ja	8,2 * 10 ³ µm	ja	+	-	90 > 3; geen clogging	4100 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 4 (instabiel, cohesief)	100 µm	ja	58 µm	nee	-	+	3,3 > 3; geen clogging	1,9 < 3; wel clogging
	Zeefkromme 5 (instabiel, cohesief)	70 µm	ja	31 µm	nee	-	+	13,2 > 3; geen clogging	5,9 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 6 (stabiel, cohesief)	270 µm	ja	540 µm	ja	+	-	142 > 3; geen clogging	284 > 3; geen clogging
	Onderbouwing	Weging		Nederland	Duitland				
Minimale openingsgrootte	20 %		Positief	Negatief					
Vermindering doorlatendheid	50 %		Positief	Negatief					
Veiligheid	30 %		Negatief	Positief					
			Positief	Negatief					

Criteria	Fijnkorrelig met dynamische belasting	Openingsgrootte				Veiligheid		Vermindering doorlatendheid	
		Nederland	Minimale openingsgrootte	Duitsland	Minimale openingsgrootte	Nederland	Duitland	Nederland	Duitsland
Nederland $O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ Duitsland $O_{90} < D_{90}$ $O_{90} < D_{50}$ $O_{90} < 300 \mu m$ $O_{90} < 500 \mu m$	Zeefkromme 1 (instabiel, cohesief)	26,0 µm	nee	170 µm	ja	+	-	2,16 < 3; wel clogging	14,2 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 2 (stabiel, cohesief)	7,0 µm	nee	49 µm	nee	+	-	4,10 > 3; geen clogging	28,8 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 3 (stabiel, cohesief)	7,8 µm	nee	300 µm	ja	+	-	3,90 > 3; geen clogging	150 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 4 (instabiel, cohesief)	50,0 µm	nee	100 µm	ja	+	-	1,70 < 3; wel clogging	10,0 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 5 (instabiel, cohesief)	12,0 µm	nee	70 µm	ja	+	-	2,30 < 3; wel clogging	13,2 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 6 (stabiel, cohesief)	6,0 µm	nee	270 µm	ja	+	-	3,20 > 3; geen clogging	142 > 3; geen clogging
	Onderbouwing	Weging		Nederland	Duitland				
Minimale openingsgrootte	20 %		Negatief	Positief					
Vermindering doorlatendheid	35 %		Negatief	Positief					
Veiligheid	45 %		Positief	Negatief					
			Negatief	Positief					

Criteria	Grofkorrelig met stationaire belasting	Openingsgrootte		Vermindering doorlatendheid
		Nederland	Minimale openingsgrootte	Nederland
Voor stabiele grond: $O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ $O_{90} < 2 * D_{90}$ Voor instabiele grond: $O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ $O_{90} < D_{90}$	Zeefkromme 1 (instabiel)	400 µm	ja	6,7 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 2 (instabiel)	1,2 * 10 ³ µm	ja	7,5 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 3 (stabiel)	6,78 * 10 ³ µm	ja	42,4 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 4 (instabiel)	590 µm	ja	4,7 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 5 (stabiel)	2,28 * 10 ³ µm	ja	7,6 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 6 (instabiel)	200 µm	ja	3,8 > 3; geen clogging

Criteria	Grofkorrelig met dynamische belasting	Openingsgrootte				Veiligheid		Vermindering doorlatendheid	
		Nederland	Minimale openingsgrootte	Duitsland	Minimale openingsgrootte	Nederland	Duitland	Nederland	Duitsland
Nederland $O_{90} < D_{90}$ Duitsland $O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$ $O_{90} < D_{50}$ $O_{90} < 500 \mu m$	Zeefkromme 1 (instabiel)	480 µm	ja	119 µm	ja	-	+	8,0 > 3; geen clogging	1,98 < 3; wel clogging
	Zeefkromme 2 (instabiel)	2,1 * 10 ³ µm	ja	361 µm	ja	-	+	13,1 > 3; geen clogging	2,15 < 3; wel clogging
	Zeefkromme 3 (stabiel)	6,5 * 10 ³ µm	ja	500 µm	ja	-	+	40,6 > 3; geen clogging	3,13 > 3; geen clogging
	Zeefkromme 4 (instabiel)	600 µm	ja	176 µm	ja	-	+	4,8 > 3; geen clogging	1,40 < 3; wel clogging
	Zeefkromme 5 (stabiel)	2,96 * 10 ³ µm	ja	500 µm	ja	-	+	9,9 > 3; geen clogging	1,70 < 3; wel clogging
	Zeefkromme 6 (instabiel)	200 µm	ja	74 µm	ja	-	+	3,9 > 3; geen clogging	1,40 < 3; wel clogging
	Onderbouwing	Weging		Nederland	Duitland				
Minimale openingsgrootte	20 %		Positief	Positief					
Vermindering doorlatendheid	20 %		Positief	Negatief					
Veiligheid	60 %		Negatief	Positief					
			Negatief	Positief					

4.3.10.1 Fijnkorrelig met stationaire belasting

De uitwerkingen uit paragraaf 4.3.5.1 zijn weergegeven in tabel 4.5. Dit is een vergelijking tussen de huidige Nederlandse en Duitse voorschriften. Op basis van de in paragraaf 4.3.10 beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de huidige Nederlandse of de Duitse voorschriften de meest geschikte criteria zijn om te hanteren in Nederland in de toekomst.

Logica

De filteropeningen die volgen uit de Nederlandse en Duitse voorschriften zijn totaal verschillend, zie tabel 4.5. Uit de Duitse voorschriften volgt tevens een groot verschil tussen stabiele en instabiele gronden. Voor instabiele gronden worden filteropeningen toegepast die gelijk zijn aan de D_{50} , deze filteropening is veel te streng. Dit omdat het hier gaat om fijnkorrelige gronden met aanwezigheid van klei en silt, dat inhoudt dat de grond enige samenhang vertoont. Daarnaast is er een gelijke belasting op de kust- of oeververdediging waarbij geen grote belastingen optreden, die kunnen leiden tot los slaan van de korrel. Voor stabiele gronden worden echter hele grote filteropeningen toegepast, zo volgt er uit één zeefkromme een filteropening van 8,2 mm. Dit is totaal niet reëel en geeft dus twijfels over de toepasbaarheid van deze criteria.

Terwijl er uit de Nederlandse voorschriften filteropeningen voortkomen die zowel voor stabiele als instabiele gronden geen grote verschillen oplevert. Voor instabiele gronden worden filteropeningen toegepast die kleiner zijn dan $10 * D_{50}$ of de D_{90} . Dit is toepasbaar omdat het gaat om fijnkorrelige gronden die enige samenhang heeft, daarnaast is er een gelijke belasting op de kust- of oeververdediging waarbij geen grote belasting optreden. Er is hier nagenoeg geen kans op uitspoeling van de onderliggende laag, daarom kan er een grotere filteropening worden gehanteerd. Voor stabiele gronden worden filteropeningen toegepast die kleiner zijn dan $10 * D_{50}$ of de $2 * D_{90}$. Omdat stabiele gronden een kleinere kans hebben op uitspoeling dan instabiele gronden, spreekt het voor zich dat de filteropening groter wordt bij stabiele gronden. Om deze reden wordt in een filteropening van kleiner dan $2 * D_{90}$ gehanteerd in plaats van een filteropening kleiner dan D_{90} .

Er kan geconcludeerd worden dat op basis van logica van de uitkomsten die volgen uit de Nederlandse en de Duitse voorschriften, dat de Nederlandse voorschriften het meest geschikt zijn. Omdat er grotere filteropeningen toegepast worden bij instabiele gronden en kleinere filteropeningen bij stabiele gronden. Die tevens geen extreem hoge of lage filteropeningen bevatten.

Afweging

Uit tabel 4.5 blijkt dat de Duitse voorschriften voor instabiele gronden een kleinere filteropening toepast dan de Nederlandse voorschriften, terwijl de Nederlandse voorschriften een kleinere filteropening hanteren voor stabiele gronden. De Duitse voorschriften zijn op basis van veiligheid het meest geschikt. Echter op basis van zowel minimale openingsgrootte als vermindering van de doorlatendheid zijn de Nederlandse voorschriften het meest geschikt. In tabel 4.6 is de afweging tussen de Nederlandse en Duitse voorschriften weergegeven.

Tabel 4.6: Afweging Nederlandse en Duitse voorschriften

Onderbouwing instabiele grond	Weging	Nederland	Duitsland
Minimale openingsgrootte	20 %	Positief	Negatief
Vermindering doorlatendheid	50 %	Positief	Negatief
Veiligheid	30 %	Negatief	Positief
		Positief	Negatief

Uit de afweging blijkt dat de Nederlandse criteria hier beter tot zijn recht komt op basis van vermindering door doorlatendheid als gevolg van lange duur processen en op basis van de minimale openingsgrootte van de fabrikanten voor de karakteristieke openingsgrootte.

Aanbeveling

Op basis van de conclusies uit logica van de uitkomsten en de afweging op minimale openingsgrootte, vermindering doorlatendheid en veiligheid, blijkt dat de Nederlandse criteria de juiste is. De juiste criteria luiden als volgt:

Voor stabiele gronden:

$$O_{90} < 10 * D_{50}$$

$$O_{90} < 2 * D_{90}$$

Voor instabiele grond:

$$O_{90} < 10 * D_{50}$$

$$O_{90} < D_{90}$$

4.3.10.2 Fijnkorrelig met dynamische belasting

De uitwerkingen uit paragraaf 4.3.5.1 zijn weergegeven in tabel 4.5. Dit is een vergelijking tussen de huidige Nederlandse en Duitse voorschriften. Op basis van de in paragraaf 4.3.10 beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de huidige Nederlandse of de Duitse voorschriften de meest geschikte criteria zijn om te hanteren in Nederland in de toekomst.

Logica

Zowel de Nederlandse als de Duitse voorschriften hanteren voor stabiel en instabiele gronden dezelfde formule. Dit omdat de kust- en oeververdediging onderhevig is aan dynamische belasting, wat leidt tot los slaan van de korrels van de ondergrond in de vorm van brokken. Dit los slaan gebeurt zowel bij stabiele als instabiele gronden, waardoor het niet uitmaakt of de grond wel of niet een hoge mobiliteit bevat.

De filteropeningen die volgen uit de Nederlandse en Duitse voorschriften zijn totaal verschillend, zie tabel 4.5. Uit de Nederlandse voorschriften, die gebaseerd zijn op de D_{10} en D_{50} , volgen filteropeningen die zo klein zijn dat deze niet toepasbaar zijn in de praktijk. Terwijl de Duitse voorschriften, die gebaseerd zijn op de D_{90} , veel grotere filteropening toepast dan de Nederlandse voorschriften. Omdat de ondergrond uit fijnkorrelig materiaal met enige samenhang bestaat, zullen er enkel door golfklappen die breken op de kust- en oeververdediging, brokken van de ondergrond worden losgeslagen. Deze brokken zullen dan uitspoelen met een grootte van enkele millimeters, hieruit blijkt dat er geen kleine filteropening hoeft te worden toegepast.

Er kan verondersteld worden dat op basis van logica van de uitkomsten die volgen uit de Nederlandse en Duitse voorschriften, de criteria die geldt in Nederland veel te streng zijn. De Duitse voorschrift heeft de meest geschikte criteria, omdat hier rekening wordt gehouden met het los slaan van de ondergrond in brokken van enkele millimeters door golfklappen.

Afweging

Uit tabel 4.5 blijkt dat de Nederlandse voorschriften een kleinere filteropening toepast dan de Duitse voorschriften, hierbij is er echter geen enkele filteropening die voldoet aan de minimale openingsgrootte. Terwijl de Duitse voorschriften wel rekening houdt met de minimale openingsgrootte en vermindering van de doorlatendheid van het geotextiel. In tabel 4.7 is de afweging tussen de Nederlandse en Duitse voorschriften weergegeven.

Tabel 4.7: Afweging Nederlandse en Duitse voorschriften

Onderbouwing instabiele grond	Weging	Nederland	Duitsland
Minimale openingsgrootte	20 %	Negatief	Positief
Vermindering doorlatendheid	35 %	Negatief	Positief
Veiligheid	45 %	Positief	Negatief
		Negatief	Positief

Uit de afweging blijkt dat de Duitse criteria hier beter tot zijn recht komt op basis van vermindering door doorlatendheid als gevolg van lange duur processen en op basis van de minimale openingsgrootte.

Aanbeveling

Op basis van de conclusies uit logica van de uitkomsten en de afweging op minimale openingsgrootte, vermindering doorlatendheid en veiligheid, blijkt dat de Duitse criteria de juiste is. De juiste criteria luidt als volgt:

$$O_{90} < D_{90}$$

$$O_{90} < 0,3 \text{ mm}$$

4.3.10.3 Grofkorrelig met stationaire belasting

De uitwerkingen uit paragraaf 4.3.5.2 zijn weergegeven in tabel 4.5. Om tot een conclusie te komen of de criteria die zowel worden toegepast in Nederlands als in Duitsland juist zijn, dient er onderzocht te worden of er vermindering van de doorlatendheid mogelijk is, of er wordt voldaan aan de waterdoorlatendheid criteria $O_{90} < 1$ a $2 D_{90}$ en of de filteropeningen voldoen aan de minimale openingsgrootte.

Logica

Zowel de Nederlandse als de Duitse voorschriften hanteren dezelfde criteria voor het bepalen van de filteropening voor fijnkorrelige gronden met een stationaire belasting. De criteria is onderverdeeld in stabiele en instabiele grond. Bij stabiele grond worden filteropeningen toegepast op basis van de D_{10} in combinatie met de C_u en $2 * D_{90}$. De filteropeningen bij instabiele gronden worden toegepast op basis van de D_{10} in combinatie met de C_u en D_{90} . Het verschil zit hier in een filteropening kleiner dan $2 * D_{90}$ voor stabiele grond en een filteropening kleiner dan D_{90} voor instabiele grond. Er geldt voor stabiele gronden dat de O_{90} zo groot mogelijk kan worden gehouden, omdat hier de mogelijkheid van uitspoeling van de fijne korrels uit de grond minimaal is. Om de doorlatendheid zo hoog mogelijk te houden zal de $O_{90} < 2 * D_{90}$ zijn, dit voorkomt overdrukken in de dijk. Waar instabiele grond aanwezig zijn zal de O_{90} zo laag mogelijk worden gehouden, dit omdat er bij instabiele grond een hoge kans op uitspoeling van de korrels uit grond is. Om erosie van de onderliggende laag te voorkomen wordt de formule $O_{90} < D_{90}$ gehanteerd. Uit tabel 4.5, blijkt ook dat de filteropeningen voor instabiele grond kleiner zijn dan de filteropeningen voor stabiele grond.

Afweging

Uit tabel 4.5 blijkt dat toe te passen filteropeningen allen voldoen aan de minimale openingsgrootte. Belangrijker is dat de openingsgroottes voldoen aan het mechanisme clogging, dat houdt in dat er geen kans aanwezig is op vermindering van de doorlatendheid van het geotextiel.

Aanbeveling

Op basis van de conclusies uit logica van de uitkomsten en de afweging op minimale openingsgrootte en vermindering van de doorlatendheid, blijkt dat de criteria die geldt voor beide landen voldoet. De criteria luidt als volgt:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

$$O_{90} < 2 * D_{90}$$

Voor instabiele grond:

$$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

$$O_{90} < D_{90}$$

4.3.10.4 Grofkorrelig met dynamische belasting

De uitwerkingen uit paragraaf 4.3.5.2 zijn weergegeven in tabel 4.5. Dit is een vergelijking tussen de huidige Nederlandse en Duitse voorschriften. Op basis van de in paragraaf 4.3.10 beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de huidige Nederlandse of de Duitse voorschriften de meest geschikte criteria zijn om te hanteren in Nederland in de toekomst.

Logica

Zowel de Nederlandse als de Duitse voorschriften hanteren voor stabiel en instabiele gronden dezelfde formule. Dit omdat de kust- en oeververdediging onderhevig is aan dynamische belasting, wat leidt tot los slaan van de korrels van de ondergrond. Dit los slaan gebeurt zowel bij stabiele als instabiele gronden, waardoor het niet uitmaakt of de grond wel of niet een hoge mobiliteit bevat. Tevens dient om deze reden een kleine filteropening toe te passen, omdat het los slaan van de onderlinge korrels in combinatie met de zuigende werking van het water, leidt tot een grote kans op uitspoeling van het basismateriaal.

De filteropeningen die volgen uit de Nederlandse en Duitse voorschriften zijn totaal verschillend, zie tabel 4.5. Uit de Nederlandse voorschriften, die enkel gebaseerd is op de D_{90} , volgen filteropeningen die dusdanig groot zijn dat deze niet werkelijk zijn. Zo volgt er uit één zeefkromme een filteropening van 6,5 mm, dit is totaal niet reëel en geeft dus twijfels over de toepasbaarheid van deze criteria. Terwijl de Duitse voorschriften, die gebaseerd zijn op de D_{10} in combinatie met de C_u en de D_{50} , veel kleinere filteropening toepast dan de Nederlandse voorschriften. Omdat de kust- en oeververdediging onderhevig is aan dynamische belastingen, of wel het breken van de golven op de kustverdediging. Wat leidt los slaan van de onderlinge korrels van de onderliggende laag, in combinatie met de zuigende kracht van het water. Waardoor er een zo klein mogelijke filteropening moet worden toegepast.

Er kan verondersteld worden dat op basis van logica van de uitkomsten die volgen uit de Nederlandse en Duitse voorschriften, dat de Duitse criteria de meest geschikte is. Hier wordt rekening gehouden met het los slaan van de ondergrond in combinatie met de zuigende kracht van het water. Waardoor er zo'n klein mogelijke filteropening moet worden toegepast.

Afweging

Uit tabel 4.5 blijkt dat de Duitse voorschriften een kleinere filteropening toepast dan de Nederlandse voorschriften, hierbij is echter geen rekening gehouden met de vermindering van de doorlatendheid. Terwijl de Nederlandse voorschriften hier wel rekening mee houdt. In onderstaande tabel 4.8 is de afweging tussen de Nederlandse en Duitse voorschriften weergegeven.

Tabel 4.8: Afweging Nederlandse en Duitse voorschriften

Onderbouwing instabiele grond	Weging	Nederland	Duitsland
Minimale openingsgrootte	20 %	Positief	Negatief
Vermindering doorlatendheid	20 %	Positief	Negatief
Veiligheid	60 %	Negatief	Positief
		Negatief	Positief

Uit de afweging blijkt dat de Duitse criteria hier beter tot zijn recht komt op basis van veiligheid, veiligheid telt in de afweging voor 60 % mee, dat betekent dat de Duitse criteria het meest geschikt is.

Aanbeveling

Op basis van de conclusies uit logica van de uitkomsten en de afweging op minimale openingsgrootte, vermindering doorlatendheid en veiligheid, blijkt dat de Duitse criteria de juiste is. De juiste criteria luidt als volgt:

$$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{C_u}$$

$$O_{90} < D_{50}$$

$$O_{90} < 500 \mu m$$

4.3.10.5 Logica totaal overzicht

In paragraaf 4.2 is aangegeven dat bij een stationaire belasting een minder grote filteropening moet worden toegepast dan bij een dynamische belasting. Dit omdat stationaire belasting een niet veranderlijke belasting is, waarbij er geen golfklappen en zuiging plaatsvindt op de kust- en oeververdediging door het water. Terwijl dynamische belasting een continu veranderlijke belasting op de kust- en oeververdediging is, waarbij wel golfklappen en zuiging plaatsvindt op de kust- en oeververdediging door het water. Op basis van deze kennis zullen de uitwerkingen uit de paragrafen 4.3.5.1 en 4.3.5.2, die zijn weergegeven in tabel 4.5 worden beoordeeld. Er zal hierbij wel onderscheidt worden gemaakt tussen fijn- en grofkorrelig.

In achtneming van de fijnkorrelige gronden kan worden gesteld dat er een groot verschil aanwezig is tussen de Nederlandse en Duitse criteria bij stationaire en dynamische belasting. Uit de Duitse voorschriften komen echter kleinere filteropeningen voor bij stationaire belasting, dan bij dynamische belasting. Terwijl er bij dynamische belasting grotere belastingen op de onderliggende laag werken. De Nederlandse voorschriften houdt hier echter wel rekening mee en geeft kleinere filteropeningen bij dynamische belasting dan bij stationaire belasting. Hierbij moet wel vermeld worden dat hier een enorm verschil zit in de openingsgrootte, dit verschil is dusdanig groot dat dit niet reëel is. Hieruit blijkt dat beide voorschriften niet goed op het verschil tussen stationaire en dynamische belasting zijn afgestemd. De beste mogelijkheid is een combinatie van beide criteria, hierbij zijn de verschillen minimaal en is de filteropening bij dynamische belasting kleiner. De meest geschikte criteria zijn dan de Nederlandse voorschriften voor de stationaire belasting en de Duitse voorschriften voor de dynamische belasting. Hierbij zijn de kleinste verschillen tussen de filteropeningen en wordt er rekening gehouden met samenhangende gronden, waardoor er geen hele kleine filteropeningen toegepast moeten worden. Terwijl de Duitse voorschriften voor stationaire belasting en de Nederlandse voorschriften voor dynamische belasting een hele kleine filteropening hanteren, die niet aantoonbaar is door de fabrikant en die tevens geen rekening houdt met samenhangende gronden en ieder afzonderlijk deel apart beschouwd. De conclusie op basis van logica is dan, de Nederlandse voorschriften hanteren voor stationaire belastingen en de Duitse voorschriften hanteren voor de dynamische belasting.

Voor grofkorrelige gronden met stationaire belasting, geldt voor de Nederlandse en Duitse voorschriften dezelfde criteria. Bij een dynamische belastingen hanteren de Nederlandse en Duitse voorschriften verschillende criteria. Uit de Nederlandse voorschriften volgt een kleinere filteropening bij de stationaire belasting en bij de Duitse voorschriften volgt een kleinere filteropening bij de dynamische belasting. Hieruit blijkt dat de Nederlandse voorschriften geen rekening houdt met dynamische belastingen, terwijl er bij dynamische belasting grotere belasting op de onderliggende laag werken. Hierdoor is er meer kans op uitspoeling van de onderliggende laag. Er zal daarom een kleinere filteropening moeten worden toegepast bij een kust- of oeververdediging die onderhevig is aan dynamische belasting. Op basis van logica kan gesteld worden dat de Duitse voorschriften gehanteerd moet worden voor grofkorrelige gronden.

4.3.11 Aanbeveling

Uit onderzoek in de voorgaande paragrafen naar zowel de Nederlandse als Duitse criteria op het gebied van stationaire en dynamische belasting met een fijnkorrelige of grofkorrelige ondergrond. Is op basis van de logica van één criteria, de logica van de gehele voorschrift voor het bepalen van een filterconstructie en een afweging die ingaat op de minimale openingsgrootte, de vermindering van de doorlatendheid en de veiligheid van het geotextiel tabel 4.9 opgesteld. Die een combinatie vormt van de Nederlandse en Duitse criteria. Toepassingen van de formules uit de tabel waarborgt de zanddichtheid gedurende de gebruiksduur.

Tabel 4.9: Criteria zanddichtheid

	Grondsoort			
	$D_{40} < 60 \mu\text{m}$		$D_{40} > 60 \mu\text{m}$	
	Stabiele grond	Instabiele grond	Stabiele grond	Instabiele grond
Stationaire belasting	$O_{90} < 10 * D_{50}$ en $O_{90} < 2 * D_{90}$	$O_{90} < 10 * D_{50}$ en $O_{90} < D_{90}$	$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ en $O_{90} < 2 * D_{90}$	$O_{90} < 5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ en $O_{90} < D_{90}$
Dynamische belasting	$O_{90} < D_{90}$ en $O_{90} < 0,3 \text{ mm (300 } \mu\text{m)}$		$O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ en $O_{90} < D_{50} < 0,5 \text{ mm (500 } \mu\text{m)}$	

4.4 Criteria op basis van dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel

Voor dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel zijn internationale criteria opgesteld door Heibaum e.a. [7]. In deze paragraaf zal er onderzoek worden uitgevoerd naar de logica van waarden die voortkomen uit de uitwerking, met een conclusie of de internationale criteria hanteerbaar is in de nieuw op te zetten Nederlandse ontwerpmethodiek. Eerst zal er een korte toelichting worden gegeven op het gebruik van de criteria.

4.4.1 Algemeen

Er wordt een onderzoek uitgevoerd naar de toepasbaarheid van de internationale criteria, dit gebeurt door een vergelijking met de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel. Er geldt namelijk als eis dat een niet aanliggend geotextiel een kleinere openingsgrootte dient te hebben dan een aanliggend geotextiel. Het onderzoek gaat eerst in op de grondsoorten waarop de criteria zijn gebaseerd. Vervolgens worden de huidige voorschriften toegepast op een aantal zeefkrommen, waaruit duidelijk naar voren komt wat de verschillen zijn en wat er over het hoofd wordt gezien. Aan de hand van deze uitwerkingen worden per grondsoort de internationale criteria toegelicht. Waarna vervolgens op basis van logica en afweging een keuze wordt gemaakt welke criteria de meest geschikte zijn. Dit levert tot slot een tabel waar de criteria in staan vermeld, die bij toepassing van de formules de zanddichtheid gedurende de gebruiksduur waarborgt.

4.4.2 Grondsoort

De grondsoorten hebben een onderverdeling in een fijne korrelfractie en een grove korrelfractie. Een korrelfractie is fijn wanneer de $d_{50} < 0,075$ mm en de korrelfractie is grof wanneer de $d_{50} > 0,075$ mm is. Deze onderverdeling is gebaseerd op de korrelverdeling uit de USA, zie tabel 4.10.

Tabel 4.10: Indeling naar korrelgrootte USA [3]

Klei	< 0,005 mm
Silt	0,005 – 0,075 mm
Zand	0,075 – 4,75 mm
Grind	4,75 – 76,2 mm
Keien	> 76,2 mm

4.4.3 Ontwerpvoorschrift

Waar de Nederlandse en Duitse criteria enkel ingaan op stationaire en dynamische belasting, gaat de internationale criteria in op dynamische belasting met niet aanliggende geotextiel. De criteria is weergegeven in tabel 4.11:

Tabel 4.11: Criteria voor dynamische belasting met een niet aanliggende geotextiel [1]

$D_{50} \geq 0,075$ mm	$D_{50} < 0,075$ mm
$O_{95} < 0,5 * D_{85}$	$O_{95} < 0,5 * D_{85}$
Of	Of
$O_{95} < 0,3$ mm	$O_{95} < 0,3$ mm

Uit deze tabel blijkt dat er geen verschil is tussen de criteria voor fijnkorrelige en grofkorrelige gronden. Dit omdat het geotextiel zich niet plaatsvast in de constructie bevindt. Indien het namelijk niet afgedekt is of enkel met een dunne laag afdek materiaal is er de mogelijkheid dat het geotextiel kan bewegen ten opzichte van de onderliggende laag. Om te bepalen of het mogelijk is of de criteria die gehanteerd wordt volgens internationale criteria omgezet kan worden naar de nieuw op te zetten ontwerpmethodiek. Zal eerst onderzocht moeten worden waarom welke waarden gehanteerd worden in de criteria. Zodat op basis hiervan een duidelijke onderbouwing kan worden opgesteld waaruit blijkt of de internationale criteria hanteerbaar is.

De internationale criteria houdt rekening met de eis, dat het geotextiel onder pulserende belasting niet mag opdrijven en dat het geotextiel de functie zanddichtheid waarborgt. Tevens kan er door het constant bewegen van geotextiel geen natuurlijk filter ontstaan achter het geotextiel, er zal beweging van de onderlinge korrels onder het geotextiel plaatsvinden. Wat resulteert in verandering van de korrelstructuur, waarbij steeds andere korrels in de buurt van de openingen van het geotextiel komen. Om deze reden zal het geotextiel een kleinere filteropening moeten hebben dan wanneer er een natuurlijk filter kan ontstaan achter het geotextiel, dus een waarde kleiner dan D_{90} , als veiligheid is de karakteristieke diameter van D_{85} aangehouden. Om toch enigszins een brug achter het geotextiel te krijgen door onderlinge korrels, zal de D_{85} vermenigvuldigt worden met 0,5.

Naast de criteria op basis van de karakteristieke korreldiameter D_{85} is er nog een eis gesteld aan de maximale toegestane openingskarakteristiek. Deze waarde is gebaseerd op de samenhang van ondergrond en mogelijkheid tot uitspoeling onder pulserende belasting en bedraagt $O_{95} < 0,3$ mm.

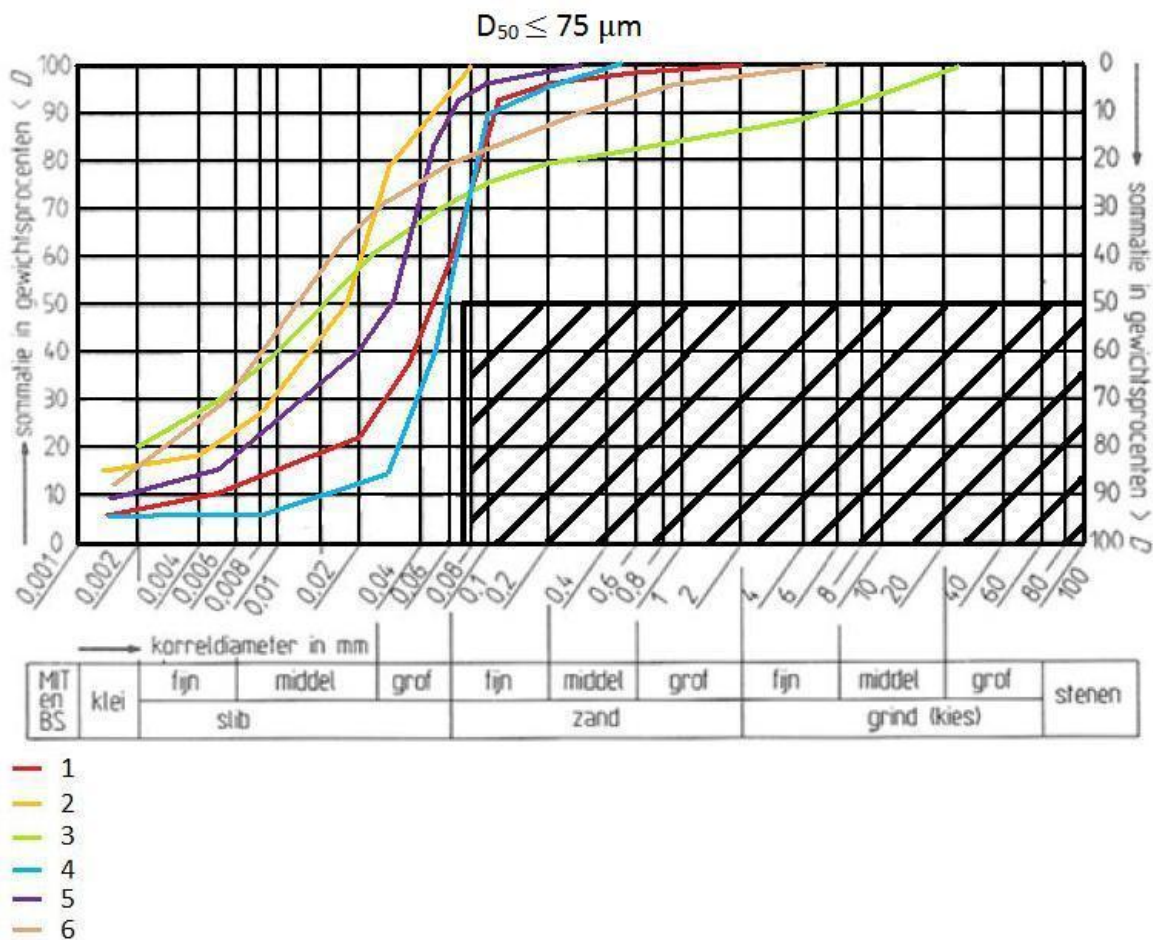
4.4.4 Uitwerkingen op basis van standaard zeefkrommes

Op basis van een zestal fijn korrelige zeefkrommes ($D_{50} \leq 75 \mu\text{m}$) en een zestal grof korrelige zeefkrommes ($D_{50} > 75 \mu\text{m}$), wordt onderzoek gedaan naar de mogelijkheid om de internationale criteria toe te passen in de nieuw op te zetten ontwerpmethodiek. Hier zal bepaald worden welke

filteropening nodig is bij een bepaalde zeefkromme, of dit vervolgens aantoonbaar te leveren is door de fabrikant en of het voldoet aan vermindering van de doorlatendheid op basis van het mechanisme clogging.

4.4.4.1 Zeefkrommen (fijn korrelig $D_{50} \leq 75 \mu m$)

Om een duidelijk overzicht te krijgen tussen de verschillende karakteristieke openingsgroottes bij andere verlopen van de zeefkrommen, worden er van een zestal fijn korrelige gronden de karakteristieke openingsgrootte bepaald. Hieruit volgt een duidelijke onderbouwing van welke criteria het meest geschikt is. Door zes verschillende zeefkrommen te gebruiken, worden eventuele afwijkingen voorkomen. In figuur 4.5 zijn de zes zeefkrommen weergegeven in één korrelverdelingsdiagram. Op basis van deze zeefkrommen zijn de uitwerkingen vervolgens per zeefkromme weergegeven.



Figuur 4.5: Fijnkorrelige zeefkrommen in één korrelverdelingsdiagram

Zeefkromme 1:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,0052	0,012	0,052	0,059	0,105	11

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 53 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

53 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,053}{0,012} = 4,4 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Zeefkromme 2:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,001	0,0017	0,019	0,022	0,039	22

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 20 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

20 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,020}{0,0017} = 11,8 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Zeefkromme 3:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,001	0,002	0,018	0,027	1,35	27

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 675 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

300 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,3}{0,002} = 150 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Zeefkromme 4:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,0165	0,03	0,058	0,067	0,095	4,1

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 48 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

48 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,048}{0,03} = 1,6 < 3, \text{ clogging treedt op.}$$

Zeefkromme 5:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,0018	0,0053	0,031	0,036	0,056	20

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 28 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

48 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,028}{0,0053} = 5,3 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Zeefkromme 6:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,0011	0,0019	0,011	0,0165	0,138	15

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 69 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

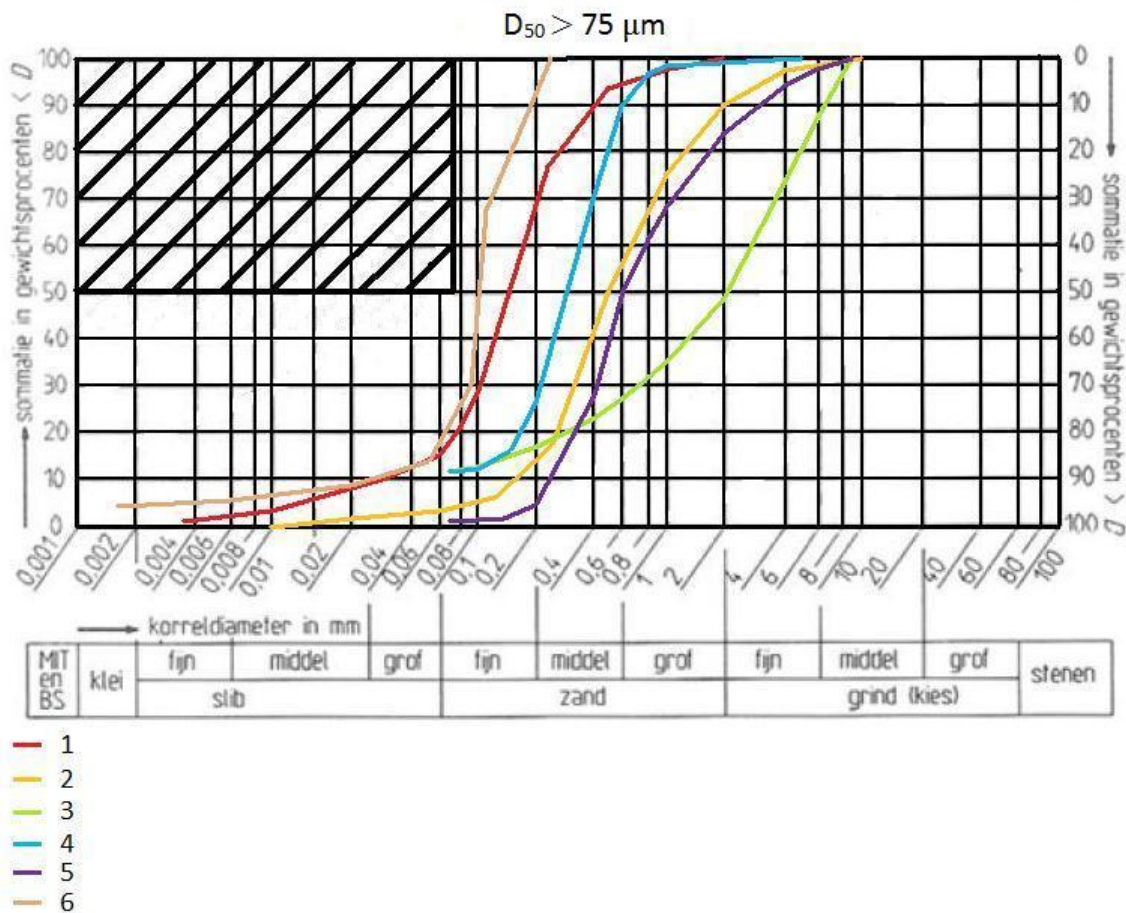
69 μm < 70 μm → Deze filteropening is niet toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,069}{0,0019} = 36,3 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

4.4.4.2 Zeefkrommen (grof korrelig $D_{50} > 70 \mu\text{m}$)

Om een duidelijk overzicht te krijgen tussen de verschillende karakteristieke openingsgroottes bij andere verlopen van de zeefkrommen, worden er van een zestal grof korrelige gronden de karakteristieke openingsgrootte bepaald. Hieruit volgt een duidelijke onderbouwing van welke criteria het meest geschikt is. Door zes verschillende zeefkrommen te gebruiken, worden eventuele afwijkingen voorkomen. In figuur 4.6 zijn de zes zeefkrommen weergegeven in één korrelverdelingsdiagram. Op basis van deze zeefkrommen zijn de uitwerkingen vervolgens per zeefkromme weergegeven.



Figuur 4.6: Grofkorrelige zeefkrommen in één korrelverdelingsdiagram

Zeefkromme 1:

D_{10}	D_{15}	D_{50}	D_{60}	D_{85}	C_u
0,0034	0,06	0,16	0,185	0,40	5,4

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$O_{95} < 0,5 * D_{85}$ en $O_{95} < 300 \mu\text{m}$
 $O_{95} < 200 \mu\text{m}$ en $O_{95} < 300 \mu\text{m}$

$200 \mu\text{m} > 70 \mu\text{m} \rightarrow$ Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,2}{0,06} = 3,3 > 3, \text{ clogging treedt niet op.}$$

Zeefkromme 2:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,084	0,16	0,51	0,69	1,67	8,2

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 835 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

300 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,3}{0,16} = 1,9 < 3, \text{ clogging treedt op.}$$

Zeefkromme 3:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,04	0,16	2	2,87	5,5	7,8

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 2,75 * 10^3 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

300 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,3}{0,16} = 1,9 < 3, \text{ clogging treedt op.}$$

Zeefkromme 4:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,04	0,125	0,298	0,344	0,50	8,6

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 250 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

250 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3: O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,25}{0,125} = 2 < 3, \text{ clogging treedt op.}$$

Zeefkromme 5:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,268	0,299	0,594	0,79	2,25	2,9

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 1,13 * 10^3 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

300 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,3}{0,299} = 1,0 < 3, \text{ clogging treedt op.}$$

Zeefkromme 6:

D ₁₀	D ₁₅	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	C _u
0,025	0,052	0,088	0,098	0,17	5,4

Uitwerking dynamische belasting met niet aanliggend geotextiel:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

$$O_{95} < 85 \mu\text{m} \quad \text{en} \quad O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

85 μm > 70 μm → Deze filteropening is toepasbaar in de praktijk.

Vermindering van doorlatendheid, volgens het mechanisme clogging ($C_u > 3$: $O_{95}/D_{15} < 3$):

$$\frac{0,085}{0,052} = 1,6 < 3, \text{ clogging treedt op.}$$

4.4.5 Conclusie en afweging

De huidige internationale voorschriften die gelden voor een dynamische belasting met een niet aanliggende geotextiel dienen te worden onderzocht om aan te tonen of deze criteria daadwerkelijk toepasbaar is in Nederland. Er zal een afweging plaatsvinden tussen de dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel en dynamische belasting met een aanliggend geotextiel. De afweging zal onderbouwd worden op de volgende drie aspecten:

- Minimale openingsgrootte;
- Vermindering doorlatendheid van het geotextiel;
- Veiligheid.

De internationale criteria gaat uit van de karakteristieke openingsgrootte O_{95} terwijl de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel uitgaat van de karakteristieke openingsgrootte O_{90} . Omdat dit nagenoeg geen verschil uit maakt voor de toe te passen filteropening, kan dit verschil verwaarloosd worden in de afweging tussen de criteria.

Minimale openingsgrootte

Op dit moment wordt voor geotextielen een minimale openingsgrootte hanteert van 70 μm. Deze openingsgrootte is gebaseerd op een aantal aspecten, dit zijn de aantoonbaarheid van de fabrikanten, een te grote kans op dichtslibben van het geotextiel en een te lage waterdoorlatendheid van het geotextiel. Een fabrikant is niet in staat om in de huidige tijd een geotextiel te leveren met een filteropening kleiner dan 70 μm. Volgt er bijvoorbeeld uit de criteria een waarde van 20 μm, dan zal de fabrikant toch een geotextiel leveren met een karakteristieke openingsgrootte van 70 μm.

Hierover zullen vragen komen vanuit de praktijk of dit geotextiel wel voldoet, omdat zowel het geotextiel in Nederland als Duitsland op functioneel gebied voldoet is het verstandiger om te kiezen voor de criteria die hiermee rekening houdt. Tevens is de kans op dichtslibben bij een filteropening kleiner dan 70 μm zo groot, dat na verloop van tijd het geotextiel niet meer voldoet op functionaliteit. Een filteropening die kleiner is dan 70 μm zal daarom niet worden toegepast. Daarnaast wordt bij een dusdanig kleine filteropening het waterniveau in de dijk geregeld door het geotextiel. Dit betekent dat bij opkomend en afgaand water, het waterniveau in de dijk varieert met het waterpeil van het water, zie paragraaf 4.5 voor verduidelijking. Echter omdat dit niet van toepassing is op de filterconstructie, maar op de minimale openingsgrootte van het geotextiel heeft dit geen dusdanige invloed op de uitkomst van de afweging. Het dient echter wel beschouwd te worden, omdat de praktijk en theorie gecombineerd moet worden. Het criterium 'minimale openingsgrootte' zal daarom een constante score hebben van 20 % van de afweging.

Vermindering doorlatendheid

Een uitgangspunt bij het ontwerpen van waterdoorlatende filterconstructies is dat wateroverdrukken in een dijk of dam worden tegengegaan. Hierom dient de waterdoorlatendheid van het geotextiel altijd gewaarborgd te worden. De doorlatendheid van het geotextiel is tijdens de gebruiksfase namelijk onderhevig aan veranderingen. Om problemen te voorkomen, dienen de eigenschappen van het geotextiel zo te zijn ontworpen dat er een kleine kans op vermindering van de doorlatendheid aanwezig is. Daarom dient clogging te worden beschouwd, ofwel het dichtslibben van het geotextiel doordat fijne deeltjes uit het basismateriaal zich op lange termijn in het geotextiel dringen en zo het geotextiel zijn functie waterdoorlatendheid verliest.

Vermindering van de doorlatendheid van het geotextiel is beperkt bij een geotextiel wat niet vast ligt op de ondergrond. Doordat het geotextiel niet vast ligt aan de ondergrond, maar constant kan bewegen, zal er beweging van de onderliggende korrels onder het geotextiel plaatsvinden. Dit zorgt ervoor dat fijne deeltjes uit het basismateriaal zich niet kunnen indringen in het geotextiel, dat betekent dat dichtslibben nagenoeg niet mogelijk is. Echter dient hier wel rekening mee te worden gehouden, omdat als het geotextiel dichtslibt de functionaliteit niet meer gewaarborgd kan worden. De score van de afweging vermindering doorlatendheid van het geotextiel zal daarom een score hebben van 25 % van de afweging.

Veiligheid

De veiligheid staat voor de mogelijkheid tot uitspoelen, dus hoe hoger de veiligheid hoe minder kans er aanwezig is op uitspoeling van de onderliggende laag. Omdat het hier gaat om een los liggend geotextiel, is er een grote kans op uitspoeling van de onderliggende laag. Dit omdat er beweging van de onderliggende korrels onder het geotextiel plaatsvindt. Dat ervoor zorgt dat er iedere keer weer een andere korrelstructuur aanwezig is, waardoor er geen natuurlijk filter onder het geotextiel kan worden opgebouwd. De score van de afweging veiligheid zal daarom een score hebben van 55 % van de afweging.

De uitwerkingen uit paragraaf 4.4.4.1 en 4.4.4.2 zijn weergegeven in tabel 4.12. Dit is een vergelijking tussen de internationale voorschriften en de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel (zie uitwerking in paragrafen 4.3.5.1 en 4.3.5.2). Op basis van de hierboven beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de internationale voorschriften of de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel de meest geschikte criteria zijn om te hanteren in Nederland in de toekomst.

Tabel 4.12: Uitwerkingen op basis van de Internationale en aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel

Criteria	Fijnkorrelig, dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel	Openingsgrootte				Veiligheid		Vermindering doorlatendheid		
		Internationaal	Minimale openingsgrootte	Dynamisch, met aanliggend geotextiel	Minimale openingsgrootte	Internationaal	Dynamisch, met aanliggend geotextiel	Internationaal	Dynamisch, met aanliggend geotextiel	
Internationaal $O_{25} < 0,5 * D_{25}$ Of $O_{25} < 300 \mu\text{m}$	Dynamisch, met aanliggend geotextiel $O_{90} < D_{90}$ of $O_{90} < 300 \mu\text{m}$	Zeefkromme 1 (cohesief)	53 μm	nee	170 μm	ja	+	-	4,4 > 3; geen clogging	14,2 > 3; geen clogging
		Zeefkromme 2 (cohesief)	20 μm	nee	49 μm	nee	+	-	11,8 > 3; geen clogging	28,8 > 3; geen clogging
		Zeefkromme 3 (cohesief)	300 μm	ja	300 μm	ja	+/-	+/-	150 > 3; geen clogging	150 > 3; geen clogging
		Zeefkromme 4 (cohesief)	48 μm	nee	100 μm	ja	+	-	1,6 < 3; wel clogging	10,0 > 3; geen clogging
		Zeefkromme 5 (cohesief)	28 μm	nee	70 μm	ja	+	-	5,3 > 3; geen clogging	13,2 > 3; geen clogging
		Zeefkromme 6 (cohesief)	69 μm	nee	270 μm	ja	+	-	36,3 > 3; geen clogging	142 > 3; geen clogging
				Onderbouwing				Weging		Internationaal
		Aantoonbaarheid				20 %		Negatief		Positief
		Vermindering doorlatendheid				25 %		Negatief		Positief
		Veiligheid				55 %		Positief		Negatief
								Positief		Negatief

Criteria	Grofkorrelig, dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel	Openingsgrootte				Veiligheid		Vermindering doorlatendheid		
		Internationaal	Minimale openingsgrootte	Dynamisch, met aanliggend geotextiel	Minimale openingsgrootte	Internationaal	Dynamisch, met aanliggend geotextiel	Internationaal	Dynamisch, met aanliggend geotextiel	
Internationaal $O_{25} < 0,5 * D_{25}$ Of $O_{25} < 300 \mu\text{m}$	Dynamisch, met aanliggend geotextiel $O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ of $O_{90} < D_{50} < 500 \mu\text{m}$	Zeefkromme 1	200 μm	ja	119 μm	ja	-	+	3,30 > 3; geen clogging	1,98 < 3; wel clogging
		Zeefkromme 2	300 μm	ja	361 μm	ja	+	-	1,90 < 3; wel clogging	2,15 < 3; wel clogging
		Zeefkromme 3	300 μm	ja	500 μm	ja	+	-	1,90 < 3; wel clogging	3,13 > 3; geen clogging
		Zeefkromme 4	250 μm	ja	176 μm	ja	-	+	2,00 < 3; wel clogging	1,40 < 3; wel clogging
		Zeefkromme 5	300 μm	ja	500 μm	ja	+	-	1,00 < 3; wel clogging	1,70 < 3; wel clogging
		Zeefkromme 6	85 μm	ja	74 μm	ja	-	+	1,60 < 3; wel clogging	1,40 < 3; wel clogging
				Onderbouwing				Weging		Internationaal
		Aantoonbaarheid				20 %		Gelijk		Gelijk
		Vermindering doorlatendheid				25 %		Gelijk		Gelijk
		Veiligheid				55 %		Gelijk		Gelijk
								Gelijk		Gelijk

4.4.5.1 Fijnkorrelig, dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel

De uitwerkingen uit paragraaf 4.4.4.1 zijn weergegeven in tabel 4.12. Dit is een vergelijking tussen de internationale voorschriften en de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel. Op basis van de in paragraaf 4.4.5 beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de internationale voorschriften voldoen aan de eisen die gelden voor een niet aanliggend geotextiel onderhevig aan dynamische belasting. Dit wordt gecontroleerd op basis van de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel.

Logica

Uit tabel 4.12 blijkt dat de internationale criteria een kleinere filteropeningen hanteert dan de dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel. De internationale criteria gaat namelijk uit van een karakteristieke openingsgrootte kleiner dan $0,5 * D_{85}$, terwijl de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel uitgaat van een karakteristieke openingsgrootte kleiner dan D_{90} . Dit geeft een duidelijk verschil in de toe te passen openingsgrootte van het geotextiel. Dit is de juiste beredenering als het gaat om de verschillen tussen dynamische belasting met een aanliggend geotextiel en dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel. Er zal voor een dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel een kleinere filteropening moeten worden toegepast dan bij een dynamische belasting met een aanliggend geotextiel, dit omdat er beweging van de onderliggende korrels onder het geotextiel plaatsvindt. Dat ervoor zorgt dat er iedere keer weer een andere korrelstructuur aanwezig is, waardoor er geen natuurlijk filter onder het geotextiel kan worden opgebouwd.

Er kan geconcludeerd worden dat op basis van logica van de uitkomsten die volgen uit de internationale voorschriften en de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel, dat de internationale voorschriften het meest geschikt zijn. Omdat er kleinere filteropeningen worden toegepast.

Afweging

Uit tabel 4.12 blijkt dat de internationale voorschriften een kleinere filteropening toepast dan de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel, hierbij is echter geen rekening gehouden met de minimale openingsgrootte. Terwijl de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel wel rekening houdt met de minimale openingsgrootte en vermindering van de doorlatendheid van het geotextiel. In tabel 4.13 is de afweging tussen de internationale voorschriften en aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel weergegeven.

Tabel 4.13: Afweging internationale voorschriften en aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel

Onderbouwing instabiele grond	Weging	Nederland	Duitsland
Minimale openingsgrootte	20 %	Negatief	Positief
Vermindering doorlatendheid	25 %	Negatief	Positief
Veiligheid	55 %	Positief	Negatief
		Positief	Negatief

Uit de afweging blijkt dat de internationale criteria strengere eisen bevat, omdat er een grotere kans is op uitspoeling dient de filteropening van het geotextiel ook kleiner te zijn. Er kan gesteld worden dat de internationale criteria hier maatgevend is en dient te worden toegepast.

Aanbeveling

Op basis van de conclusies uit logica van de uitkomsten en de afweging op minimale openingsgrootte, vermindering doorlatendheid en veiligheid, blijkt dat de internationale criteria de juiste is. De juiste criteria luidt als volgt:

$$O_{95} < 0,5 * D_{85}$$

of

$$O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

4.4.5.2 Grofkorrelig, dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel

De uitwerkingen uit paragraaf 4.4.4.2 zijn weergegeven in tabel 4.12. Dit is een vergelijking tussen de internationale voorschriften en de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel. Op basis van de in paragraaf 1.4.5 beschreven afwegingsaspecten, wordt er onderzocht of de internationale voorschriften voldoen aan de eisen die gelden voor een niet aanliggend geotextiel onderhevig aan dynamische belasting. Dit wordt gecontroleerd op basis van de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel.

Logica

Uit tabel 4.12 blijkt dat de criteria voor dynamische belasting, met een aanliggend geotextiel kleinere filteropeningen hanteert dan de internationale criteria. Echter de internationale criteria is maatgevend waar de maximale filteropening 300 μm wordt overschreden. De criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel gaat namelijk uit van een karakteristieke openingsgrootte kleiner dan $1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$, terwijl de internationale criteria uitgaat van een karakteristieke openingsgrootte kleiner dan $0,5 * D_{85}$. Er zal voor een dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel een kleinere filteropening moeten worden toegepast dan bij een dynamische belasting met een aanliggend geotextiel, dit omdat er beweging van de onderliggende korrels onder het geotextiel plaatsvindt. Dat ervoor zorgt dat er iedere keer weer een andere korrelstructuur aanwezig is, waardoor er geen natuurlijk filter onder het geotextiel kan worden opgebouwd.

Er kan geconcludeerd worden dat op basis van logica van de uitkomsten die volgen uit de internationale voorschriften en de aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel, dat de eis $O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ voor dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel het meest geschikt is. Terwijl de maximum waarde 300 μm, die de internationale criteria hanteert, het maximale bereik beter afgrenst dan de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel.

Afweging

Uit tabel 4.12 blijkt dat de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel een kleinere filteropening toepast onder de grens van 300 μm dan de internationale criteria. Tevens houdt de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel rekening met vermindering van de doorlatendheid in tegenstelling tot de internationale criteria. In tabel 4.14 is de afweging tussen de internationale voorschriften en aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel weergegeven.

Tabel 4.14: Afweging internationale voorschriften en aanbevolen voorschriften voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel

Onderbouwing instabiele grond	Weging	Nederland	Duitsland
Minimale openingsgrootte	20 %	Gelijk	Gelijk
Vermindering doorlatendheid	25 %	Gelijk	Gelijk
Veiligheid	55 %	Gelijk	Gelijk
		Gelijk	Gelijk

Uit de afweging blijkt dat de internationale criteria als de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel evenveel rekening houden met de afwegingsaspecten, dat er geen meest geschikte criteria uit volgt.

Aanbeveling

Op basis van de conclusies uit logica van de uitkomsten en de afweging op minimale openingsgrootte, vermindering doorlatendheid en veiligheid, blijkt dat er een combinatie van de internationale criteria en de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel maatgevend is. Door de $O_{90} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ om te zetten naar de $O_{95} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$, zal de karakteristieke openingsgrootte enkel kleiner uitvallen. Dit resulteert in een grotere veiligheidsfactor wat een gunstige werking heeft op de grond dichtheid van het geotextiel. De juiste criteria luidt als volgt:

$$O_{95} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$$

of

$$O_{95} < 300 \mu\text{m}$$

4.4.6 Aanbeveling

De internationale criteria zijn opgesteld aan de hand van korrelindeling van de grondsoorten op basis van de Amerikaanse korrelverdeling. Omdat er voor zowel fijn als grofkorrelig grond dezelfde criteria geldt voor het bepaling van de filteropening van het geotextiel maakt het niet uit welke grondsoort er aanwezig is. Om deze reden kan de criteria opgesteld worden op basis van de Internationale korrelverdeling.

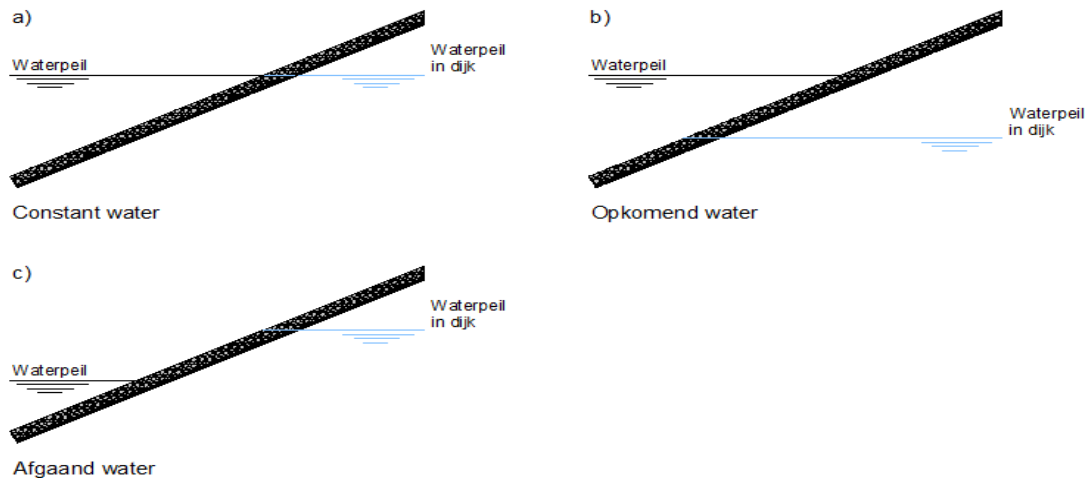
Uit de vergelijking met de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel is gebleken dat de internationale criteria voor fijnkorrelige gronden maatgevend is, deze zal hier dan ook toegepast worden. Echter uit de vergelijking tussen de grofkorrelige gronden is gebleken dat de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel de kleinste filteropening toepast, dat betekent dat de internationale criteria hier niet wordt gehanteerd. Enkel zal voor de maximum filteropening die 0,5 mm bij de criteria voor dynamische belasting met een aanliggend geotextiel en 0,3 mm bij de internationale criteria bedraagt, de internationale maximale filteropening worden gehanteerd. Hierdoor zal er een zo klein mogelijke filteropening worden toegepast. Dit geeft de volgende criteria, zie tabel 4.15.

Tabel 4.15: Criteria zanddichtheid

	Grondsoort			
	D ₄₀ < 60 μm		D ₄₀ > 60 μm	
	Stabiele grond	Instabiele grond	Stabiele grond	Instabiele grond
Dynamische belasting met een niet aanliggend geotextiel	$O_{95} < 0,5 * D_{85}$ en $O_{95} < 0,3 \text{ mm}$		$O_{95} < 1,5 * D_{10} * \sqrt{(C_u)}$ en $O_{95} < 0,3 \text{ mm}$	

4.5 Minimale openingsgrootte van het geotextiel

Een fabrikant is in de huidige tijd niet in staat een filteropening te leveren die kleiner is dan 70 μm. Naast het feit dat de fabrikant een kleinere openingsgrootte niet kan aantonen, heeft deze filteropening ook betrekking op de wateroverdrukken in de dijk. Omdat de filteropening dusdanig klein is, wordt het waterniveau in de dijk geregeld door de filteropening (zie figuur 4.7 voor de verschillende fasen).



Figuur 4.7: Waterpeil in en buiten de dijk

Bij de situatie waar het water in de dijk als buiten de dijk een gelijk niveau heeft (zie figuur 4.7.a) treden er geen problemen op, dit omdat de druk in de dijk gelijk is met de druk van het water op de dijk. Echter bij opkomend (zie figuur 4.7.b) en afgaand water (zie figuur 4.7.c) kan er bij te kleine openingsgrootte van het geotextiel wateroverdruk en wateronderdruk in de dijk ontstaan. Wateroverdruk in de dijk leidt tot het uitdrukken van de steenbekleding, terwijl wateronderdruk leidt tot extreme drukkrachten op de ondergrond, wat resulteert in verzakking van de dijkbekleding.

Tevens is de kans op dichtslibben bij een filteropening kleiner dan 70 μm zo groot, dat na verloop van tijd het geotextiel niet meer voldoet op functionaliteit. Een filteropening die kleiner is dan 70 μm zal daarom niet worden toegepast. Indien er toch een openingsgrootte uit de ontwerpvoorschriften volgt die kleiner is dan 70 μm , zal hiervoor een minimum openingsgrootte van 70 μm worden gehanteerd. Dit heeft gevolgen wat betreft de functionaliteit van het geotextiel. Omdat namelijk de ondergrond bij zo'n kleine filteropening, bestaat uit fijnkorrelige grond met samenhangende korrels. Door de onderlinge samenhang, zullen de korrels niet afzonderlijk uitspoelen, maar meer als één geheel van enkele millimeters.

Literatuur

1. CURNET. (2009). CUR-rapport 174: 'Geokunststoffen in de waterbouw - Tweede, herziene uitgave'. Gouda: Stichting CURNET.
2. Pilarczyk, K. W. (2000). Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema.
3. TU Delft. (2012). CLASSIFICATIE van GROND, VOCHT en VORST in de BODEM. Abgerufen am 24. april 2012 von www.tudelft.nl: www.tudelft.nl/live/binaries/ba0ed2d2-8944-4dfd.../1_3041.pdf
4. Smedt, p. d. (2010). Grondmechanica. Brussel: Vrije Universiteit Brussel.
5. Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). 'Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)'. Karlsruhe: BAW.
6. Mlynarek, J. (1994). Evaluation of filter performance of geotextiles, prepared for Road and Hydraulic Engineering Division. Delft, : the Netherlands.
7. Heibaum, M., A. Fourie, H. Girard, G.P. Karunaratne, J. Lafleur, Palmeira, E.M. (2006), Hydraulic applications of geosynthetics, Geosynthetics, Millpress, Rotterdam. (proc. 8th Int. Conf. on Geosynthetics, Yokoham, Japan

Bijlage 5. Gedetailleerde methode: Waterdoorlatendheid

Voor het voorkomen van wateroverdrukken dient het geotextiel waterdoorlatend te zijn. Van groot belang is dat de waterdoorlatendheid van het geotextiel behouden blijft tijdens de gebruiksfase. Hiervoor dient de kans op mechanismen zoals blocking en clogging zo klein mogelijk te worden gemaakt, zie de figuren 5.1 en 5.2. In dit hoofdstuk wordt een methode voorgesteld voor het stellen van eisen aan de waterdoorlatendheid van een geotextiel op basis van rekenregels. Deze gedetailleerde methode is uitgebreider waardoor de waterdoorlatendheid nauwkeuriger kan worden bepaald in vergelijking met de eenvoudige methode. Zowel de Duitse als de Nederlandse rekenregels gaan door middel van rekenregels in op de waterdoorlatendheid, waardoor allereerst beide methoden dienen te worden nagegaan en te worden vergeleken. Vervolgens zal de meest geschikte methode worden gekozen en verder worden uitgewerkt in het kader van de nieuw op te zetten ontwerpmethodiek.

5.1 Algemeen

In de Nederlandse waterbouw worden geotextielen toegepast om gronduitspoeling te voorkomen. Om overdrukken te voorkomen dient het geotextiel een hogere waterdoorlatendheid te hebben dan de ondergrond. Dit is met name het geval in toepassingen met getijdenwater waarin snel variërende waterdrukken op het geotextiel werken. Wanneer de waterdoorlatendheid van de ondergrond groter is dan die van het geotextiel ontstaan er overdrukken en wordt het geotextiel afgedrukt. Het is van belang dat de waterdoorlatendheid van het geotextiel altijd groter is dan die van de ondergrond waarop het geotextiel wordt toegepast.

De waterdoorlatendheid van de ondergrond is niet allesbepalend voor de waterdoorlatendheid van het geotextiel. Het toegepaste geotextiel is tijdens de gebruiksfase onderhevig aan factoren die de waterdoorlatendheid belemmeren. In gevallen waar men heeft te maken met grond met een wijde zeefkromme en een grote hoeveelheid aan kleine korrelfractie spoelen veel fijne deeltjes uit of worden in het geotextiele filter opgevangen (clogging). De grotere deeltjes die achterblijven kunnen er voor zorgen dat de openingen van het geotextiel worden geblokkeerd (blocking). Gevaar voor blocking en clogging dient te worden vermeden omdat de waterdoorlatendheid van het geotextiel hierdoor wordt gereduceerd. Het behouden van de minimale waterdoorlatendheid waarbij geen overdrukken ontstaan in de gebruiksfase is van groot belang. Op basis van de grootte van het gevaar voor belemmering van de waterdoorlatendheid van het geotextiel wordt een veiligheidsfactor gebruikt. Het toepassen van de veiligheidsfactor biedt dan garantie dat de minimale waterdoorlatendheid tijdens de gebruiksfase behouden blijft.

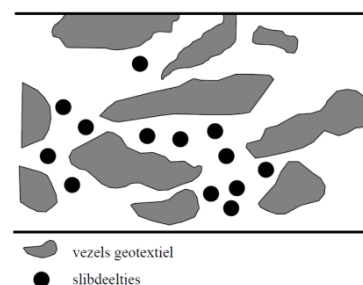
De doorlatendheid van een geotextiel wordt bepaald op basis van de doorlatendheid van de ondergrond en een veiligheidsfactor, om reductie van de doorlatendheid tijdens de gebruiksfase te voorkomen, zie formule 5.1 [1]:

$$k_{\text{geotextiel}} = c_m \cdot k_{\text{grond}}$$

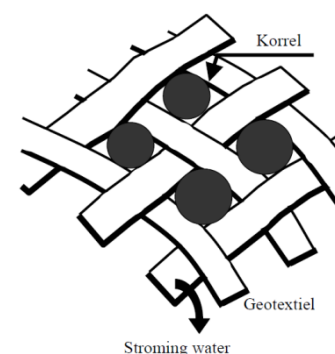
5.1

waarin:

$k_{\text{geotextiel}}$	=	de waterdoorlatendheid van het geotextiel [m/s];
c_m	=	veiligheidsfactor [-];
k_{grond}	=	de waterdoorlatendheid van de ondergrond [m/s].



Figuur 5.1: Clogging-mechanisme [1]



Figuur 5.2: Blocking-mechanisme [1]

Deze formule vormt de basis voor het bepalen van de waterdoorlatendheid van het geotextiel. In de volgende paragrafen wordt hier nader op ingegaan.

5.2 Waterdoorlatendheid ondergrond

De waterdoorlatendheid van het geotextiel is sterk afhankelijk van de waterdoorlatendheid van de ondergrond waarop het geotextiel wordt toegepast. Hiervoor is het van belang dat de juiste waarde van de waterdoorlatendheid van de ondergrond wordt verkregen. In tegenstelling tot de eenvoudige methodiek die gebaseerd is op grove aannames, zal de gedetailleerde methode bestaan uit nauwkeurigere waarden van de grond waarop het geotextiel wordt toegepast.

De waterdoorlatendheid van de ondergrond is mede afhankelijk van:

- Uniformiteit van de grond;
- Cohesie van de grond;
- Korrelgrootte;
- Stabiliteit van de grond.

Instabiele grond heeft niet de betekenis dat de grond van zichzelf instabiel is, maar het heeft betrekking op de mogelijkheid van uitspoelen van fijne korrels uit de grond. Het gaat hier in feite om een grond met een hoge korrel beweeglijkheid. Een grond heeft een hoge korrel mobiliteit wanneer het aan één van de volgende specificaties voldoet:

- De grond is fijnkorrelig (met aanwezige korrelfractie van $< 0,06$ mm) met een plasticiteitsindex kleiner dan 0,15 (dit is dus geen cohesieve grond), indien de I_p niet bekend is kan de grond als probleem grond worden gezien als de klei korrel fractie minder als 50 % van de silt korrel fractie is;
- 50 gewichtsprocenten van de korrels ligt tussen $0,02 < D_b < 0,1$ mm;
- Klei of slibhoudende grond met $C_u < 15$ ($C_u = d_{60} / d_{10}$).

Zowel de Duitse als de Nederlandse methodieken gaan in op het bepalen van de doorlatendheid van de ondergrond met behulp van rekenregels. Beide methoden worden met elkaar vergeleken waaruit de meest geschikte methode voor de Nederlandse toepassingen wordt opgezet.

Nederlandse methode

Door middel van een gestandaardiseerde doorlatendheidsproef wordt de doorlatendheid van het basismateriaal bepaald. Een andere methode die in Nederland vaak gebruikt wordt, is het aannemen van een waterdoorlatendheid gebaseerd op standaard doorlatendheden aan standaard grondsoorten. Daarnaast wordt in Nederland gebruik gemaakt van rekenregels die beschikbaar zijn gesteld in de CUR 174 [1]. Deze rekenregels zijn op basis van aannames en schattingen waardoor de betrouwbaarheid van de uiteindelijke waarden niet hoog zijn.

De methode met behulp van rekenregels voor het bepalen van doorlatendheid van de ondergrond gaat in op niet-cohesieve grondsoorten. De gedachtegang hierachter is dat cohesieve grondsoorten vaak een kleinere waterdoorlatendheid hebben en minder mobiel zijn waardoor uitspoeling minder snel voor komt. Hieruit kan worden geconcludeerd dat wanneer een cohesieve grondsoort wordt beschouwd als niet-cohesief, de berekende waterdoorlaatbaarheid groter en maatgevend is waardoor de cohesieve grond voldoet. De cohesie van de grond is hierdoor niet van belang voor het bepalen van de waterdoorlatendheid van de ondergrond. Voor het bepalen van de factor volgens Beyer [1] dient de uniformiteitscoëfficiënt te worden berekend, dit kan met behulp van formule 5.2:

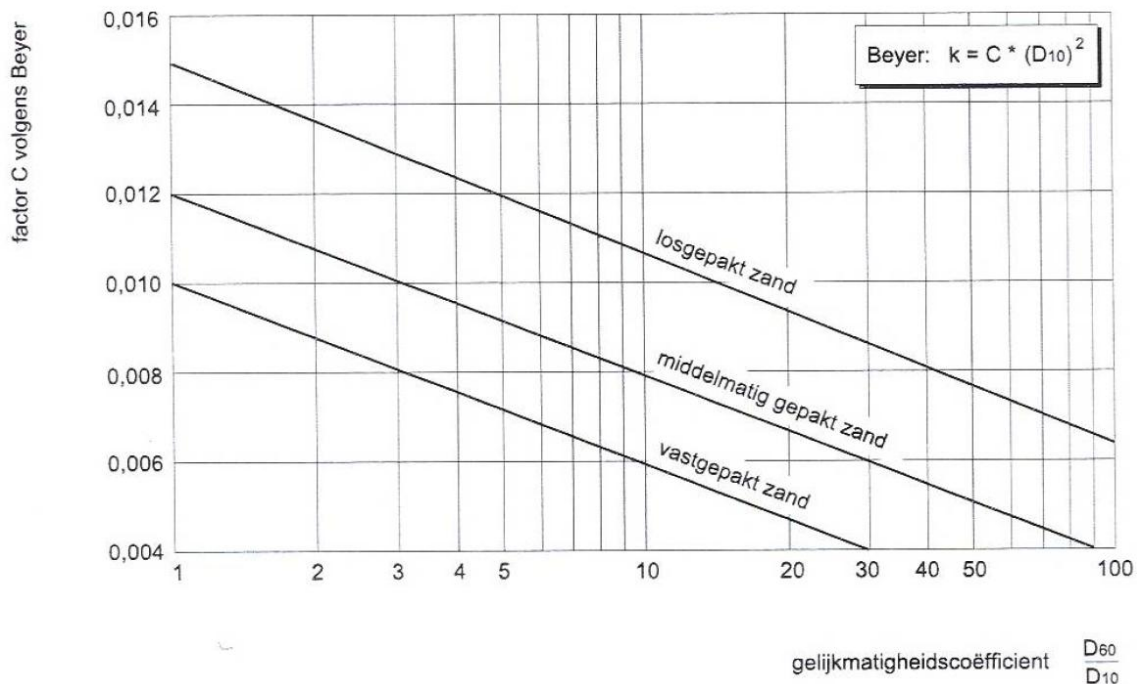
$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

5.2

waarin:

- C_U = uniformiteitscoëfficiënt [-];
- D_{60} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 60% de zeef passeert [mm];
- D_{10} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert [mm].

Aan de hand van de uniformiteitscoëfficiënt kan nu de factor volgens Beyer worden bepaald met behulp van de figuur 5.3. Het bepalen van de doorlatendheid van de grond volgens Beyer is geldig omdat gesteld wordt dat alles niet-cohesief is.



Figuur 5.3: Doorlatendheid zand volgens Beyer [1]

De doorlatendheid van de ondergrond kan worden berekend met de formule 5.3, verwezen worden naar de CUR 174 [1]

$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 \quad \mathbf{5.3}$$

waarin:

- k_p = doorlatendheid basismateriaal [m/s];
- c_B = factor volgens Beyer (zie figuur 5.3) [-];
- D_{10} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert [mm].

Uit de vele testen die Beyer heeft uitgevoerd met betrekking op de waterdoorlatendheid van verschillende grondsoorten is een relatie gebleken tussen de doorlatendheid van het basismateriaal en de grondsoort. Op basis van deze empirische testen is de relatie tussen de grondsoort en de waterdoorlatendheid verwoord naar bovenstaande formule. In een onderzoek van Daniel M. Detmer zijn verschillende rekenregels naast elkaar gelegd wat betreft het bepalen van de waterdoorlatendheid van een grondsoort. Uit dit onderzoek blijkt dat de methode van Beyer de kleinste afwijkingen heeft met betrekking tot de gemeten waarden. In dit onderzoek is tevens meer achtergrondinformatie gegeven over de formule van Beyer [1].

Duitse methode

Aan de hand van de zeefkromme van de ondergrond kan volgens de Duitse methode [3] de waterdoorlatendheid worden bepaald. Hiervoor dient eerst de uniformiteitscoëfficiënt te worden bepaald omdat deze van grote invloed is op de waterdoorlatendheid. Voor het berekenen van de uniformiteitscoëfficiënt wordt dezelfde formule gebruikt als in de Nederlandse methode. Aan de hand van de uniformiteitscoëfficiënt wordt bepaald welke formule nodig is voor het berekenen van de waterdoorlatendheid. Er wordt gebruik gemaakt van de formule van Hazen waarbij het onderstaande onderscheid wordt gemaakt wat betreft de uniformiteit van de grond.

- Uniforme grond ($C_u \leq 5$), zie formule 5.4:

$$k_{soil} = (1,0 \text{ tot } 1,5) \cdot d_{10}^2 \quad 5.4$$

- Niet-uniforme grond ($C_u > 5$), zie formule 5.5:

$$k_{soil} = \frac{(1,0 \text{ tot } 1,5)}{C_U} \cdot d_{10}^2 \quad 5.5$$

k_p = doorlatendheid basismateriaal [m/s];
 D_{10} = effectieve korrel diameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert [cm].

De formule van Hazen is evenals de formule van Beyer gebaseerd op empirische onderzoeken. Ook voor deze methode geldt dat de niet-cohesieve gronden een grotere waterdoorlatendheid hebben en daarom maatgevend zijn. Een cohesieve grond wordt dan als niet-cohesief beschouwd en op basis van de korrelgradering zal de waterdoorlatendheid worden bepaald.

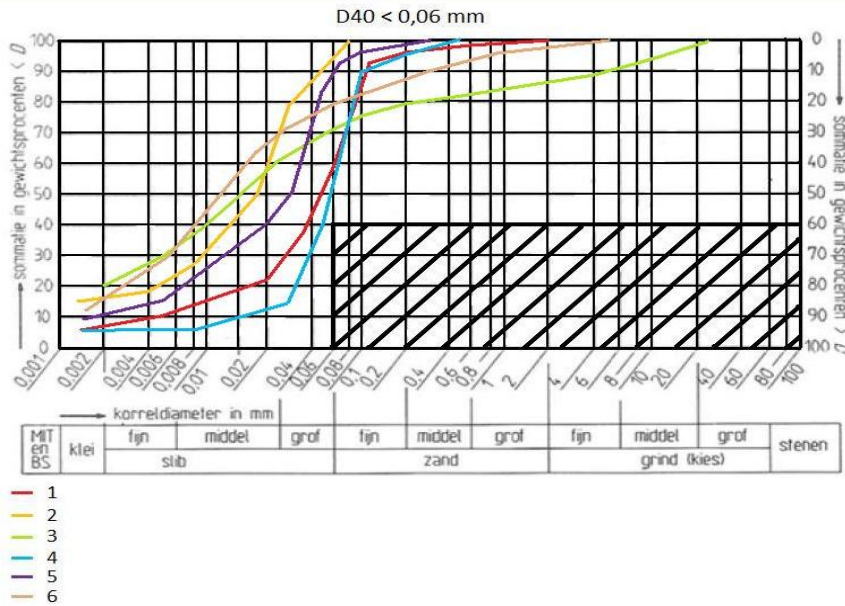
Om een vergelijking te verkrijgen van bovenstaande aspecten zullen beide methoden worden toegepast op een aantal zeefkrommen. Om goed inzicht te verkrijgen in het gedrag van deze aspecten is tevens onderscheid gemaakt in grof- en fijnkorrelige grondsoorten. Hierbij is gebruik gemaakt van de verdeling van de zeefkrommen zo als gehanteerd in de Nederlandse methodiek.

5.3 Rekentechnische vergelijking waterdoorlatendheid ondergrond

Het berekenen van de waterdoorlatendheid van het geotextiel is op basis van de Duitse [3] en Nederlandse [1] methoden. Door middel van een rekentechnische vergelijking wordt de definitieve methode opgesteld voor het bepalen van de waterdoorlatendheid. In deze vergelijking is onderscheid gemaakt in grof- en fijnkorrelige grondsoorten.

5.3.1 Zeefkrommen (fijn korrelig $D_{40} \leq 0,06$ mm)

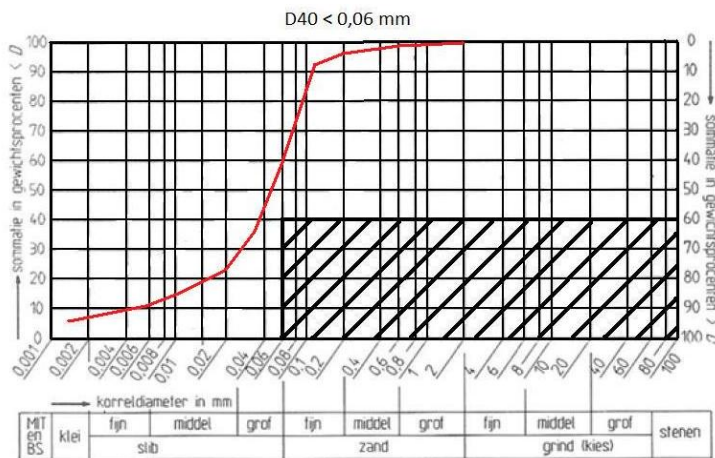
In figuur 5.4 is een overzicht weergegeven van de zeefkrommen van de fijnkorrelige grondsoorten waarop de Duitse en Nederlandse methode worden toegepast. De hieruit voortkomende verschillen worden geanalyseerd waarna op basis van de maatgevende methode, een definitieve methode wordt opgezet.



Figuur 5.4: Overzicht fijnkorrelige zeefkrommen

In de berekeningen voor de waterdoorlatendheid volgens de fijnkorrelige zeefkrommen zijn de benodigde gegevens opgenomen en / of berekend, berekend volgens Beyer [1] en Hazen [3].

Zeefkromme 1 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Pakking
0,0052	0,059	11	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0108

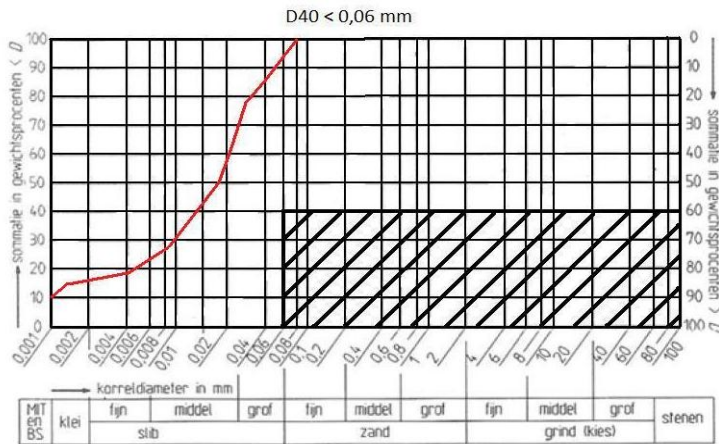
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0108 \cdot (0,0052)^2 = 3 \cdot 10^{-7}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{11} \cdot 0,00052^2 = 4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 2 (stabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _U	Pakking
0,001	0,022	22	Middelmatig

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0065

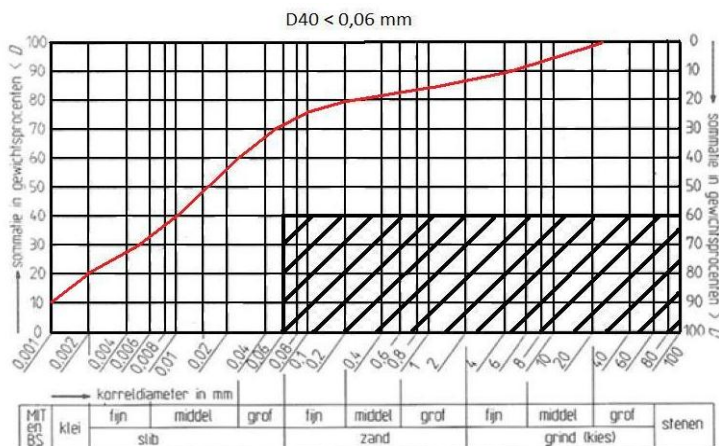
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0065 \cdot (0,001)^2 = 6,5 \cdot 10^{-9}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{22} \cdot 0,0001^2 = 7 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 3 (stabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _U	Pakking
0,001	0,027	27	Middelmatig

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0062

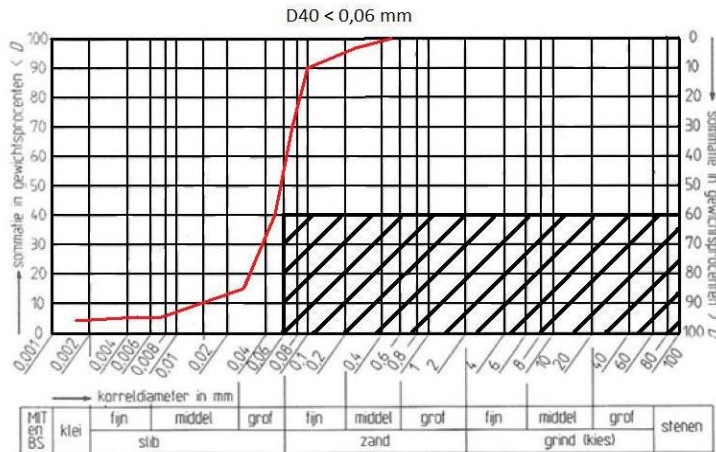
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0062 \cdot (0,001)^2 = 6 \cdot 10^{-9}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{27} \cdot 0,0001^2 = 5,6 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 4 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Packing
0,0165	0,067	4,1	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0125

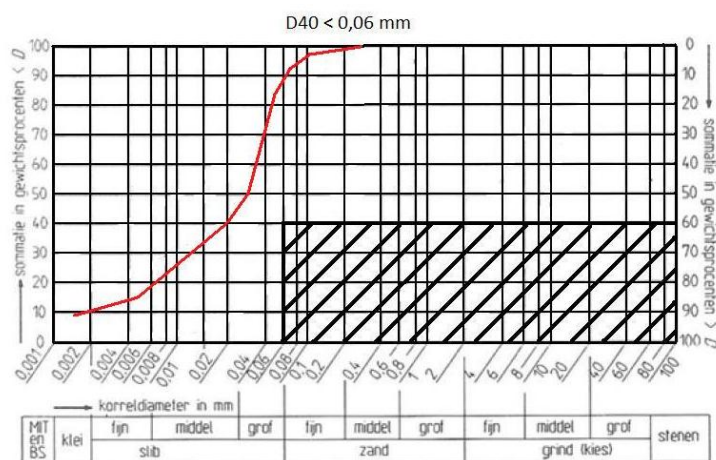
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0125 \cdot (0,0165)^2 = 3,4 \cdot 10^{-6}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = 1,5 \cdot d_{10}^2 = 1,5 \cdot 0,00165^2 = 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 5 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Packing
0,0018	0,036	20	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0095

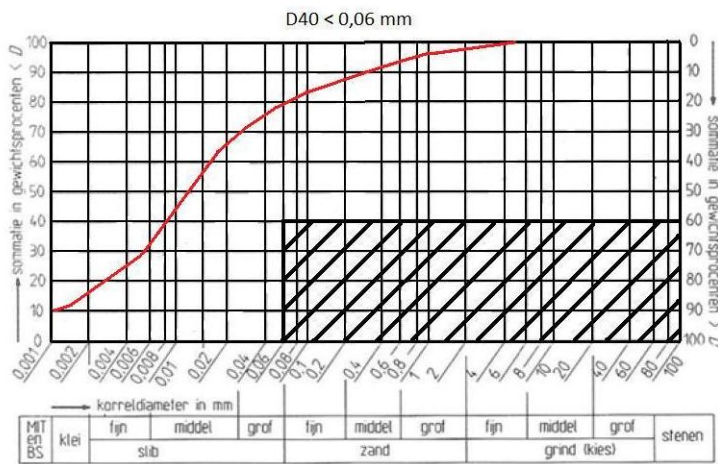
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0095 \cdot (0,0018)^2 = 3 \cdot 10^{-8}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{20} \cdot 0,00018^2 = 2,4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 6 (stabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _U	Pakking
0,0011	0,0165	15	Middelmatig

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,007

$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,007 \cdot (0,0011)^2 = 8,5 \cdot 10^{-9}$$

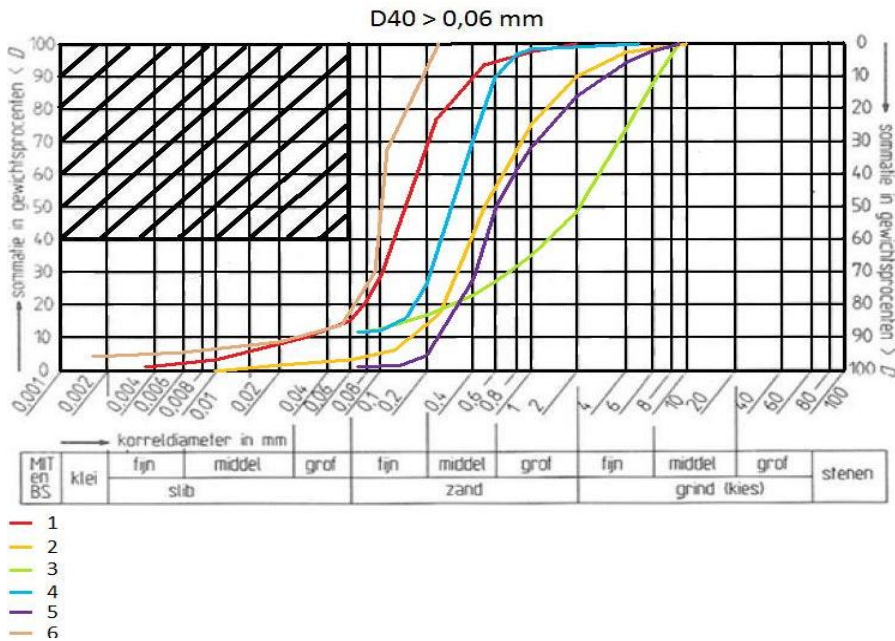
Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{15} \cdot 0,00011^2 = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

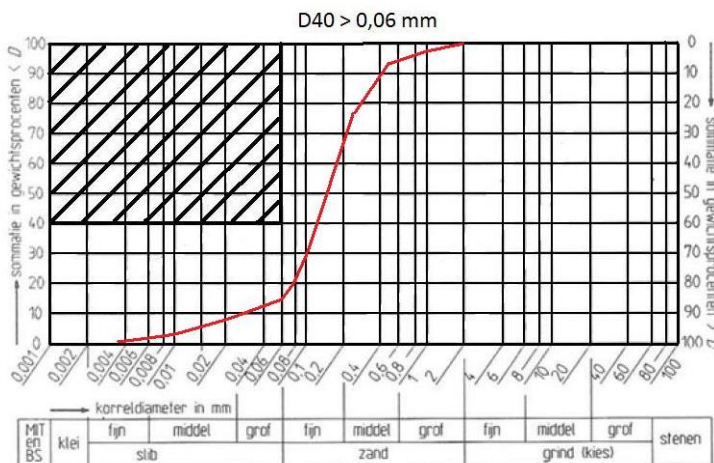
5.3.2 Zeefkrommen (grof korrelig D₄₀ > 0,06 mm)

In figuur 5.5 is een overzicht weergegeven van de zeefkrommen van de grofkorrelige grondsoorten waarop de Duitse en Nederlandse methode worden toegepast. De hieruit voortkomende verschillen worden geanalyseerd waarna op basis van de maatgevende methode, een definitieve methode wordt opgezet. Bereken volgens Beyer [1] en Hazen [3].



Figuur 5.5: Overzicht grofkorrelige zeefkrommen

Zeefkromme 1 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Pakking
0,034	0,185	5,4	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0118

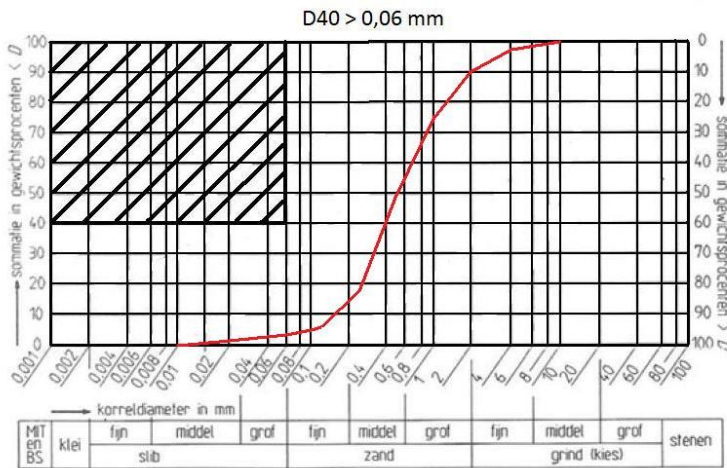
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0118 \cdot (0,034)^2 = 1 \cdot 10^{-5}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_u} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{5,4} \cdot 0,0034^2 = 3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 2 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Pakking
0,084	0,69	8,2	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,011

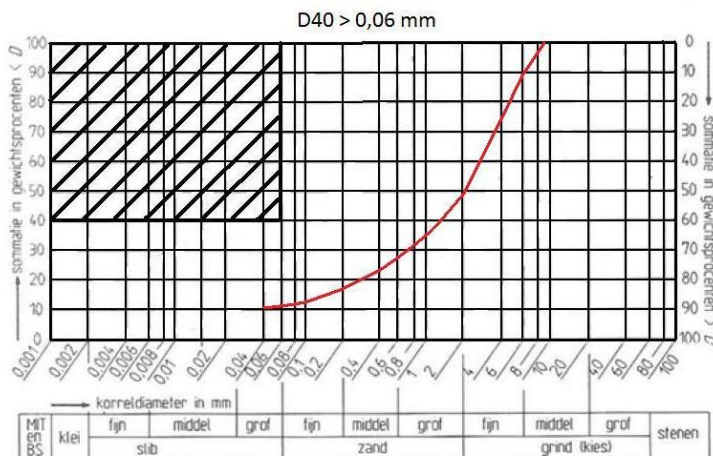
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,011 \cdot (0,084)^2 = 8 \cdot 10^{-5}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_u} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{8,2} \cdot 0,0084^2 = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 3 (stabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Pakking
0,04	2,87	8	Middelmatig

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0085

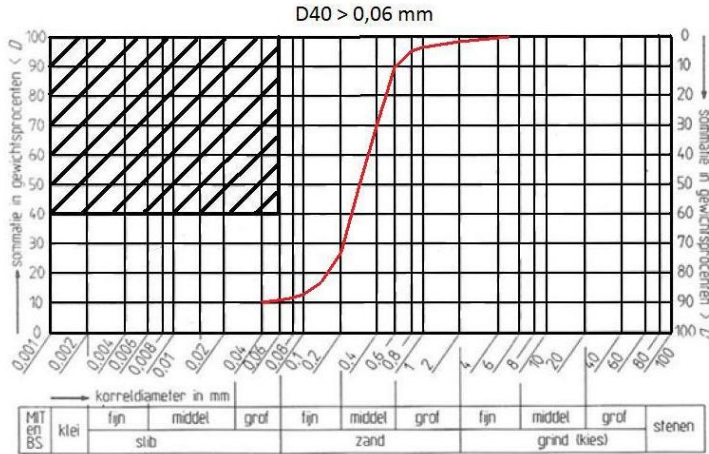
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0085 \cdot (0,04)^2 = 1 \cdot 10^{-5}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{8} \cdot 0,004^2 = 3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 4 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _U	Pakking
0,04	0,344	8,6	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,011

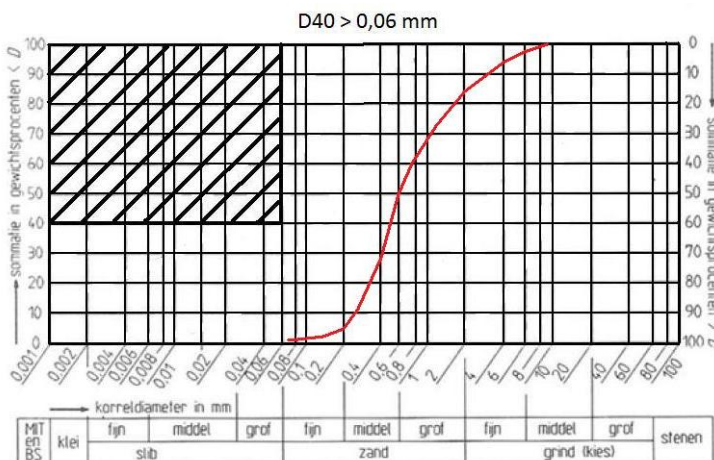
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,011 \cdot (0,04)^2 = 2 \cdot 10^{-5}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = \frac{1,5}{C_U} \cdot d_{10}^2 = \frac{1,5}{8,6} \cdot 0,004^2 = 3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 5 (stabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _U	Pakking
0,268	0,79	2,9	Middelmatig

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,010

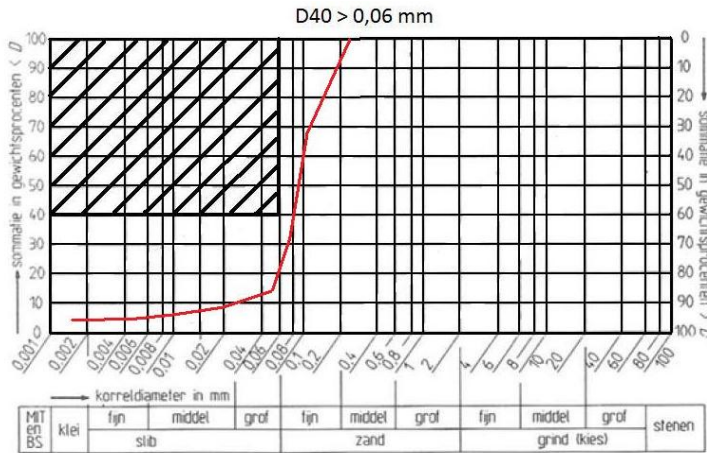
$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,010 \cdot (0,268)^2 = 7 \cdot 10^{-4}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = 1,5 \cdot d_{10}^2 = 1,5 \cdot 0,0268^2 = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Zeefkromme 6 (instabiel):



D ₁₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u	Pakking
0,025	0,098	3,9	Losgepakt

Uitwerking Nederlandse methode:

Factor volgens Beyer aflezen uit figuur 5.3: 0,0125

$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 = 0,0125 \cdot (0,025)^2 = 8 \cdot 10^{-6}$$

Uitwerking Duitse methode:

Volgens Hazen kan met behulp van de volgende formule de waterdoorlatendheid worden berekend:

$$k_{grond} = 1,5 \cdot d_{10}^2 = 1,5 \cdot 0,0025^2 = 9 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

5.3.3 Conclusie

Op basis van een aantal zeefkrommen zijn met behulp van de huidige Nederlandse en Duitse methodiek de waterdoorlatendheden van de grondsoorten berekend. Er is onderscheid gemaakt in fijn- en grofkorrelige grondsoorten waarbij de grondsoorten beoordeeld zijn op stabiliteit en uniformiteit die beide van invloed zijn op de waterdoorlatendheid.

Omdat het geotextiel voor het voorkomen van wateroverdrukken een grotere waterdoorlatendheid dient te hebben dan de ondergrond dienen bij de bepaling van de waterdoorlatendheid veilige waarden te worden gebruikt. Bepaling van de waterdoorlatendheid conform de Nederlandse methode is gedaan op basis van waarden die voor de desbetreffende grond de hoogste (maatgevende) waterdoorlatendheid geven. Zo is ondanks het zeer kleine verschil ($1,7 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$) de meest ongunstigste factor volgens Beyer genomen. Voor het bepalen van de waterdoorlatendheid conform de Duitse methode kan worden gekozen of een factor van 1 of 1,5 wordt toegepast. Hierbij

is gekozen voor de factor die de hoogste (ofwel maatgevende) waterdoorlatendheid bevatte, namelijk een factor van 1,5. Hierdoor zijn hoge waterdoorlatendheden verkregen waarbij enige veiligheid is inbegrepen. Deze veiligheid bestaat uit het feit dat hierdoor de maatgevende waterdoorlatendheid wordt berekend, die vervolgens met een veiligheidsfactor wordt vermenigvuldigd, waardoor een waterdoorlatendheid van het geotextiel wordt verkregen die zeker groter is dan die van de ondergrond. Wanneer waarden gebruikt zijn die de laagste waterdoorlatendheden van de desbetreffende grondsoorten geven worden niet de veiligste waarden aangehouden voor de maatgevende waterdoorlatendheid.

Bij de waterdoorlatendheden van de fijnkorrelige grondsoorten in tabel 5.1 is een opmerkelijk verschil zichtbaar tussen de Nederlandse en Duitse waarden. Waarden met rood aangegeven zijn waarden met de hoogste waterdoorlatendheid en dus maatgevend. Opvallend is dat de Nederlandse methode voor alle grondsoorten, met uitzondering van grondsoort bijbehorend aan zeefkromme vier, de hoogste waterdoorlatendheid geeft en daarom maatgevend wordt gesteld. Wat betreft de stabiliteit van de grond leveren de Duitse en Nederlandse methoden een gelijk beeld op waardoor de Nederlandse methode maatgevend wordt gesteld.

Met het oog op de uniformiteitscoëfficiënt kan gesteld worden dat grondsoort vier uniform is ($C_u \leq 5$). Wat betreft de grondsoort, gerelateerd aan zeefkromme vier, is de Duitse methode maatgevend voor de waterdoorlatendheid. Hieruit wordt geconcludeerd dat voor uniforme gronden de Duitse methode maatgevend is.

Tabel 5.1: Waterdoorlatendheden voor fijnkorrelige grondsoorten conform Duitse en Nederlandse methode

Fijnkorrelig ($D_{40} \leq 0,06$ mm)	Waterdoorlatendheid NL	Waterdoorlatendheid DU
Zeefkromme 1 (instabiel): - $C_u = 11$	$k = 3 \cdot 10^{-7}$ m/s	$k = 4 \cdot 10^{-8}$ m/s
Zeefkromme 2 (stabiel): - $C_u = 22$	$k = 6,5 \cdot 10^{-9}$ m/s	$k = 7 \cdot 10^{-10}$ m/s
Zeefkromme 3 (stabiel): - $C_u = 27$	$k = 6 \cdot 10^{-9}$ m/s	$k = 5,6 \cdot 10^{-10}$ m/s
Zeefkromme 4 (instabiel): - $C_u = 4,1$	$k = 3,4 \cdot 10^{-6}$ m/s	$k = 4 \cdot 10^{-6}$ m/s
Zeefkromme 5 (instabiel): - $C_u = 20$	$k = 3 \cdot 10^{-8}$ m/s	$k = 2,4 \cdot 10^{-9}$ m/s
Zeefkromme 6 (stabiel): - $C_u = 15$	$k = 8,5 \cdot 10^{-9}$ m/s	$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s

Wat betreft de grofkorrelige grondsoorten geldt hetzelfde als bij de fijnkorrelige grondsoorten, zie tabel 5.2. Ook hier geldt dat de Nederlandse methode maatgevend is voor zowel stabiele als instabiele grondsoorten, met uitzondering van uniforme grondsoorten. De stabiliteit heeft geen invloed op dit beeld waardoor de Duitse methode maatgevend is voor stabiele en instabiele, uniforme gronden.

Tabel 5.2: Waterdoorlatendheden voor grofkorrelige grondsoorten conform Duitse en Nederlandse methode

Grofkorrelig ($D_{40} > 0,06$ mm)	Waterdoorlatendheid NL	Waterdoorlatendheid DU
Zeefkromme 1 (instabiel): - $C_u = 5,4$	$k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s	$k = 3 \cdot 10^{-6}$ m/s
Zeefkromme 2 (stabiel): - $C_u = 8,2$	$k = 8 \cdot 10^{-5}$ m/s	$k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s
Zeefkromme 3 (stabiel): - $C_u = 8$	$k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s	$k = 3 \cdot 10^{-6}$ m/s
Zeefkromme 4 (instabiel): - $C_u = 8,6$	$k = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s	$k = 3 \cdot 10^{-6}$ m/s
Zeefkromme 5 (stabiel): - $C_u = 2,9$	$k = 7 \cdot 10^{-4}$ m/s	$k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s
Zeefkromme 6 (instabiel): - $C_u = 3,9$	$k = 8 \cdot 10^{-6}$ m/s	$k = 9 \cdot 10^{-6}$ m/s

Wanneer geotextielen in de Duitse en Nederlandse waterbouw bezwijken is dit vaak ten gevolge van schades die veroorzaakt zijn tijdens de uitvoering (bijv. gaten in het geotextiel). Het bezwijken ten gevolge van de functionaliteit tijdens de gebruiksfase komt in de praktijk zelden voor waaruit kan worden geconcludeerd dat geotextielen, ontworpen op basis van de Duitse en Nederlandse methodiek, voldoen wat betreft de functionaliteit (grondichtheid en waterdoorlatendheid). Ondanks dat de Duitse en Nederlandse methoden conform rekenregels op basis van empirische onderzoeken zijn volgens Beyer en Hazen, kunnen deze methoden worden toegepast op het ontwerp van de waterdoorlatendheid van geotextielen. Uit onderzoek [2] is gebleken dat zowel de methode van Beyer als van Hazen betrouwbare waarden voor de waterdoorlatendheid geven ten opzichte van gemeten waarden.

Vanwege de verschillen in waarden voor uniforme en niet-uniforme grondsoorten zullen de maatgevende methoden worden toegepast. De waterdoorlatendheid van het geotextiel dient groter te zijn dan van de ondergrond waardoor ontwerpers liever aan de veilige kant zitten dan wanneer een geotextiel met te kleine waterdoorlatendheid wordt toegepast. Uit de vergelijking tussen de Nederlandse en Duitse methode is gebleken dat beide maatgevend met betrekking tot de verschillende eigenschappen van de grondsoort. Om ontwerpen met een te lage waterdoorlatendheid te voorkomen dienen rekenregels te worden toegepast die enige veiligheid bieden dat een hogere waterdoorlatendheid wordt verkregen. Door de maatgevende rekenregels toe te passen, afhankelijk van de eigenschappen van de grondsoort, wordt deze veiligheid gecreëerd. Het aanhouden van de maatgevende rekenregels heeft geen invloed op de keuze voor geotextielen.

Voor het bepalen of een grondsoort uniform of niet-uniform is wordt gebruik gemaakt van de uniformiteitscoëfficiënt. Vervolgens wordt bepaald welke methode wordt gehanteerd voor het bepalen van de waterdoorlatendheid van de ondergrond, namelijk voor niet-uniforme grondsoorten ($C_u > 5$) geldt de Nederlandse methode en voor uniforme grondsoorten ($C_u \leq 5$) de Duitse methode. Omdat de stabiliteit niet van invloed is op de te hanteren methode wordt hiermee voor deze keuze geen rekening gehouden.

5.4 Veiligheidsfactoren

Het gebruik van een veiligheidsfactor zorgt ervoor dat de doorlatendheid van het geotextiel groter is dan van de ondergrond en zorgt ervoor dat deze tijdens de gebruiksfase behouden blijft. Afhankelijk van het type ondergrond en de gevaren op blocking en clogging kan de veiligheidsfactor variëren, ook is deze factor afhankelijk van het geotextiel dat zal worden toegepast. Een weefsel is namelijk vergelijkbaar aan een zeef waardoor de korrels niet in het geotextiel kunnen gaan zitten maar er doorheen gaan wat bij vliezen niet het geval is. Hierdoor is in tegenstelling tot blocking het ontstaan

van clogging bij weefsels niet mogelijk. Bij vliezen kunnen de poriën worden afgesloten door grote korrels (blocking) en kunnen afhankelijk van de dikte de kleine deeltjes in het vlies gaan zitten (clogging).

Door de jaren heen waarin geotextielen worden toegepast is er op allerlei gebied (soorten geotextiel, eigenschappen, toepassingen, etc.) veel onderzoek verricht naar deze doeken, voorbeelden zijn de CUR 174 [1], MAG [3], RPG [4], TLG [5], etc. Er is ook onderzoek gedaan naar de waterdoorlatendheid van geotextielen. Uit deze testen zijn marges gebleken die aanwezig dienen te zijn, tussen de waterdoorlatendheid van het geotextiel en het basismateriaal, om doorlatendheid tijdens de gebruiksfase te waarborgen. Deze marges zijn bepaald door middel van empirisch onderzoek en zijn vertaald naar veiligheidsfactoren voor bepaalde gronden. Omdat reductie van de waterdoorlatendheid van het geotextiel tijdens de gebruiksfase vooraf moeilijk te bepalen is worden factoren toegepast voortkomend uit deze onderzoeken. De waterdoorlatendheid van het geotextiel zelf is daarentegen door laboratoriumtesten wel nauwkeurig te bepalen.

Voor de veiligheidsfactor c_m worden door veel onderzoekers de volgende waarden gegeven:

- *Stationaire stroming*: Indien gevaar voor blocking en/of clogging bestaat wordt voor c_m een acceptabele waarde van 10 aangehouden. Een waarde voor c_m van 2 a 3 is voldoende wanneer geen gevaar voor dichtslibben bestaat.
- *Niet-stationaire stroming*:
 - Voor niet-cohesief materiaal geldt $c_m = 10$.
 - Voor cohesief materiaal geldt $c_m = 100$.
- Er geldt een c_m van 16 – 20 voor een niet-cohesief basismateriaal bij grote hydraulische gradiënten.

Bovenstaande waarden zijn bepaald en bevestigd door verschillende onderzoekers en worden wereldwijd toegepast, zo ook in de huidige Nederlandse en Duitse methoden de CUR 174 [1] en MAG [3]. Het bezwijken van de geotextielen in de Nederlandse en Duitse waterbouw is zoals eerder vermeldt ten gevolge van de uitvoering en niet ten gevolge van het niet voldoen van de functionaliteit. Hierdoor kunnen bovenstaande waarden ook in de nieuwe methodiek worden toegepast.

De waarden gegeven voor de veiligheidsfactor zijn waarden waarop men zich kan richten wanneer het basismateriaal voldoet aan de bijbehorende voorwaarden (stationair of cohesief). Uit de zeefkromme en de bijbehorende korrelfracties zal het gevaar van blocking en clogging moeten worden ingeschat, waarna met behulp van de richtwaarden hierboven een veiligheidsfactor kan worden vastgesteld.

5.5 Waterdoorlatendheid geotextiel

Aan de hand van de waterdoorlatendheid van de ondergrond en de veiligheidsfactor kan de doorlatendheid van het geotextiel worden berekend met de formule 5.6:

$$k_{\text{geotextiel}} = c_m \cdot k_{\text{grond}} \quad 5.6$$

waarin:

$k_{\text{geotextiel}}$	=	de waterdoorlatendheid van het geotextiel [m/s];
c_m	=	veiligheidsfactor [-];
k_{grond}	=	de waterdoorlatendheid van de ondergrond [m/s].

Door het toepassen van deze formule wordt een waterdoorlatendheid van het geotextiel verkregen die groter is dan de waterdoorlatendheid van de ondergrond. Daarnaast wordt, afhankelijk van het type geotextiel en de ondergrond, in deze formule rekening gehouden met de gevaren voor blocking en clogging. De waterdoorlatendheid bepaald met deze formule wordt reeds gebruikt in de Nederlandse voorschriften en voldoet waardoor deze formule kan worden opgenomen in de nieuwe methode.

5.6 Gedetailleerde methode

Anders dan het bepalen van de waterdoorlatendheid op basis van tabellen wordt in de gedetailleerde methode gebruik gemaakt van berekeningen. Voor het bepalen van de waterdoorlatendheid dient de doorlatendheid van de ondergrond bekend te zijn. Deze wordt berekend aan de hand van de uniformiteitscoëfficiënt C_u , zie formule 5.7.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 5.7$$

waarin:

- C_U = uniformiteitscoëfficiënt [-];
- D_{60} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 60% de zeef passeert [mm];
- D_{10} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert [mm].

Voor niet-uniforme grondsoorten ($C_u > 5$) geldt:

Aan de hand van de uniformiteitscoëfficiënt kan nu de factor volgens Beyer worden bepaald met behulp van de figuur 5.3. De doorlatendheid van de ondergrond kan worden berekend met de formule 5.8, verwezen wordt naar de CUR 174 [1].

$$k_p = c_B \cdot (D_{10})^2 \quad 5.8$$

waarin:

- k_p = doorlatendheid basismateriaal [m/s];
- c_B = factor volgens Beyer (zie figuur 5.3) [-];
- D_{10} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert [mm].

Voor uniforme grondsoorten ($C_u \leq 5$) geldt de formule 5.9:

$$k_{grond} = 1,5 \cdot d_{10}^2 \quad 5.9$$

- k_{grond} = doorlatendheid basismateriaal [m/s];
- D_{10} = effectieve korreldiameter die correspondeert met de zandfractie waarvan 10% de zeef passeert [cm].

Aan de hand van de korrelgradering voortkomend uit de zeefkromme wordt de veiligheidsfactor bepaald die garantie biedt voor het behouden van de waterdoorlatendheid tijdens de gebruiksfase. Vervolgens kan met onderstaande formule de waterdoorlatendheid van het geotextiel worden berekend.

$$k_{geotextiel} = c_m \cdot k_{grond} \quad 5.10$$

Wanneer een keuze gemaakt is welk type geotextiel wordt toegepast zal het geotextiel moeten worden getest of deze voldoet aan de gestelde eisen. Wat betreft de waterdoorlatendheid wordt het geotextiel getest volgens de Europese norm NEN-EN-ISO 11058. De waterdoorlatendheid van het geotextiel wordt in deze test aangeduid als de permittiviteit ψ . Met behulp van de formule 5.11 kan de permittiviteit vertaald worden naar een k-waarde, verwezen wordt naar de CUR 174 [1].

$$\psi = \frac{k_n}{t_g} \quad 5.11$$

waarin:

ψ	=	permittiviteit [1/s];
k_n	=	loodrechte doorlatendheidscoëfficiënt van het geotextiel [m/s];
t_g	=	dikte van het geotextiel [m].

Wanneer de loodrechte doorlatendheidscoëfficiënt van het geotextiel is berekend kan deze vergeleken worden met de vereiste minimale doorlatendheid. Is deze groter dan voldoet het geotextiel en bij een lagere waarde dient een ander geotextiel te worden toegepast. Ook deze wordt aan de testen onderworpen. De waterdoorlatendheid is een tweede eis met betrekking op de functionaliteit van het geotextiel en kan niet worden vertaald naar een O_{90} .

Literatuur

1. CURNET. (2009). CUR-rapport 174: 'Geokunststoffen in de waterbouw - Tweede, herziene uitgave'. Gouda: Stichting CURNET.
2. Detmer, D. M. (1995). Permeability, porosity, and grain-size distribution of selected Pliocene and Quaternary sediments in the Albuquerque Basin. New Mexico Geology.
3. Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). 'Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)'. Karlsruhe: BAW.
4. Bundesanstalt für Wasserbau. (1994). 'Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau (RPG)'. Karlsruhe: BAW.
5. Bundesanstalt für Wasserbau. (2008). Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte an Wasserstraßen (TLG). Karlsruhe: BAW.

Bijlage 6. Gedetailleerde methode: Perforatie weerstand

Het geotextiel wat toegepast wordt in de kust- en oeververdediging dient weerstand te kunnen bieden tegen dynamische perforatie, ofwel het voorkomen van doorboring door de aan te brengen steen bestorting. Dynamische perforatie leidt tot gaten in het geotextiel, dat na eventuele verschuiving van de steenbekleding de functie grond dicht niet kan waarborgen. Dit leidt tot uitspoeling van de onderliggende laag, dat het faalmechanisme bezwijken van de dijk of dam kan veroorzaken. Er dient daarom een geotextiel te worden toegepast die de eigenschap heeft om perforatie door steenbestorting te voorkomen. Dynamische perforatie is zowel mogelijk tijdens uitvoering in den droge als tijdens uitvoering in den natte. Hier zijn echter verschillende condities van toepassing.

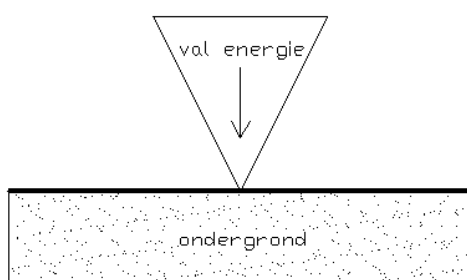
Het bepalen van de perforatie weerstand is gebaseerd op de Duitse ontwerpvoorschriften, de Duitse voorschriften stellen geen eis aan de dikte van het gat die mag ontstaan bij perforatie. Maar stelt de eis dat er tijdens perforatie geen scheuren of gaten waarneembaar zijn, deze eis is op basis van de val energie geleverd door een vallend voorwerp. Voor de Duitse voorschriften zie MAG [1],

6.1 Modellerings perforatie weerstand

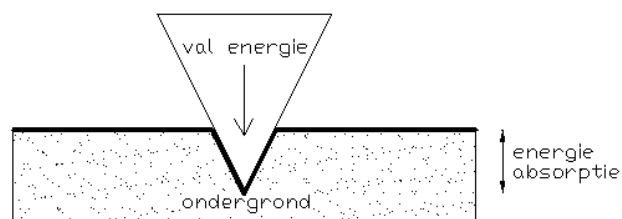
Een waterbouwsteen die vanaf een bepaalde hoogte wordt losgelaten bevat op het moment van loslaten potentiële energie, deze energie wordt omgezet bij het loslaten van de waterbouwsteen in kinetische energie. Als het waterbouwsteen de grond raakt zal de kinetische energie worden omgezet door voornamelijk plastische vervorming van de ondergrond en elastische en plastische vervorming van het geotextiel (zie figuur 6.1.a en 6.1.b).

Bij het treffen van het geotextiel en de ondergrond, absorbeert de ondergrond de kinetische energie. Waardoor de indrukking van de waterbouwsteen in de ondergrond gereduceerd wordt een negatieve versnelling geleverd door de ondergrond. Tijdens het proces van het raken van het geotextiel tot de uiteindelijke indrukking van de waterbouwsteen, dient het geotextiel bestand te zijn tegen de maximale valenergie.

a) val energie



b) omzetten val energie in snelheids vertraging



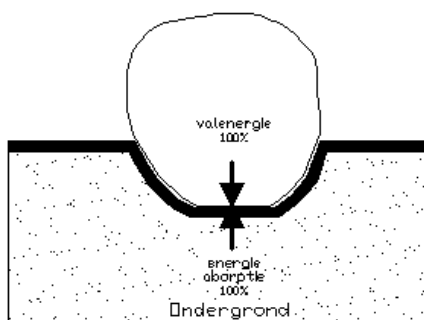
Figuur 6.1: Modellschets perforatie weerstand

6.2 Maatgevende situatie

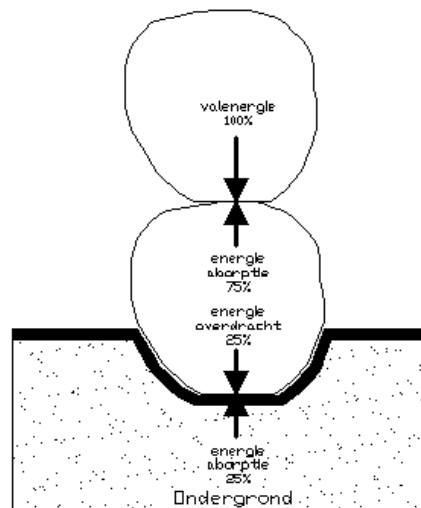
De perforatie weerstand van het geotextiel zal worden bepaald bij perforatieweerstand van één vallende steen. Als er van één steen wordt uitgegaan, betekent dit dat de energie van de vallende steen in zijn geheel gedissipeerd wordt bij het raken van het geotextiel door het geotextiel en de ondergrond. Indien er een bulk stort wordt beschouwd, zal enkel bij de onderste steen de valenergie gedissipeerd worden door het geotextiel en de ondergrond. Nadat dit proces heeft plaatsgevonden, zal een andere steen op de al liggende steen neerkomen. Hierbij wordt de kinetische energie door de vallende steen voor een groot deel gereduceerd door de liggende steen (zie figuur 6.2). Echter zal er

door de kinetische energie op de liggende steen een extra indrukking ontstaan, wat kan leiden tot beschadiging van het geotextiel. Er wordt verondersteld dat de liggende steen 75% van de valenergie direct absorbeert en de andere 25% van de vrijgekomen energie veroorzaakt extra indrukking. Dit komt overeen met 1,25 maal de valenergie, er zal om deze reden een factor van 1,25 maal de valenergie over worden toegepast. Er geldt als maatgevende valenergie dat deze optreedt wanneer er wordt uitgegaan van de eerst neerkomende steen, met een factor van 1,25.

a) valenergie van enkele steen direct op het geotextiel



b) valenergie afkomstig van een tweede steen op een liggende steen

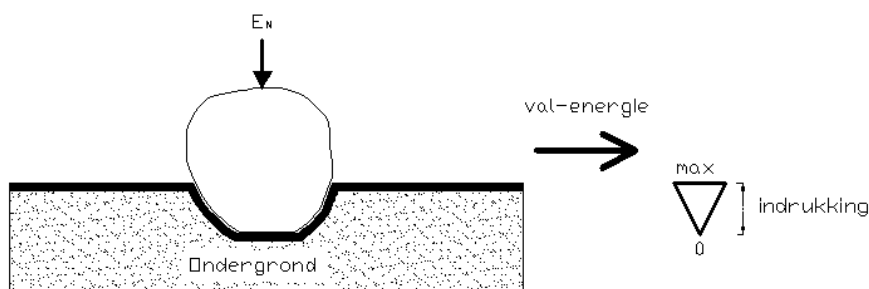


Figuur 6.2: Energie afdracht vallende steen op liggende stenen

Indien er wordt veronderstelt dat het geotextiel een losliggend geotextiel is, dus dat het geotextiel niet is ingeklemd aan weerszijden. Zal het geotextiel bij perforatie mee vervormen, zonder dat er echt verandering van de eigenschappen van het geotextiel zoals rek wordt veroorzaakt. Wanneer het geotextiel rondom wordt ingeklemd door andere stenen, zal net als bij een niet ingeklemd geotextiel het geotextiel bij perforatie mee vervormen. Hierbij zullen echter grote veranderingen van eigenschappen zoals rek optreden. Dit betekent dat een ingeklemd geotextiel maatgevende eisen stelt aan de perforatie weerstand van het geotextiel.

6.3 Ondergrond

Er kan verondersteld worden dat de indrukking van de waterbouwsteen door de valenergie in de ondergrond, de weg is waarover de steen wordt afgeremd. Bij een aanname waarbij de reactiekracht die wordt geleverd door de ondergrond constant is, ondergaat de steen gedurende een korte tijd een negatieve versnelling ofwel een vertraging, tot het moment dat de beweging tot stilstand is gekomen. In figuur 6.3 is een schematische weergave gegeven van de valenergie in relatie met de indrukking.



Figuur 6.3: Schematische weergave van de valenergie in relatie met de indrukking in grond

Zo kan er veronderstelt worden dat wanneer het geotextiel aan twee zijden is ingeklemd, waarbij het geotextiel als het ware in de lucht hangt, er geen energieverlies optreedt door lucht bij het perforeren van het geotextiel. Indien het geotextiel wordt geplaatst op een betonfundering, een ondergrond die totaal niet meegeeft, zal de valenergie direct wordt omgezet in een negatieve versnelling (zie figuur 6.4). Hier is een duidelijke weergave gegeven, waarbij te zien is dat de val vertraging in lucht oneindig is en dat de val vertraging bij beton direct al de energie omzet. Als uiterste waarden kan hier dus worden gesteld, bij geen ondergrond (enkel lucht) is er 0 % weerstand van de ondergrond op het perforeren van het geotextiel. Bij een ondergrond van gebroken rotsmateriaal is er 100 % weerstand van de ondergrond op het perforeren van het geotextiel.



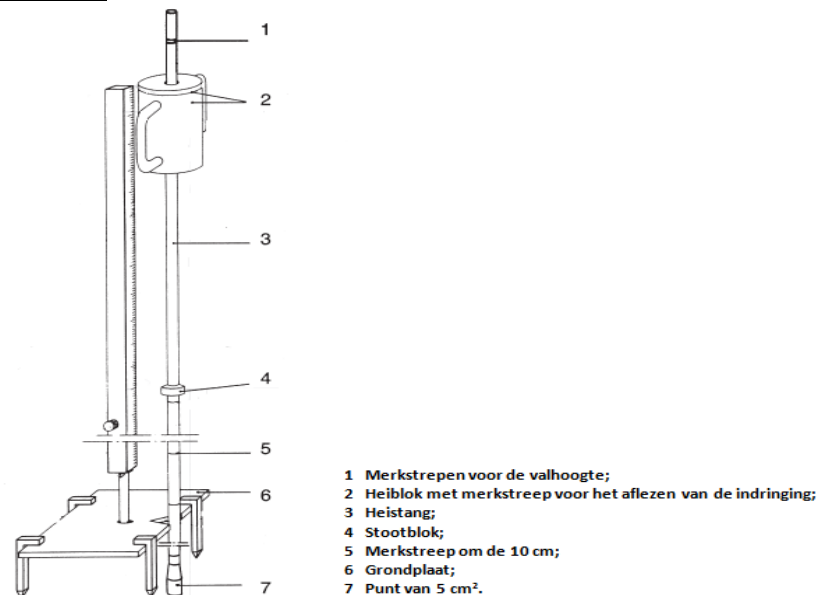
Figuur 6.4: Val vertraging bij lucht en beton

Op basis van de CBR-waarde wordt de waarde aangegeven die het draagvermogen van een korrelvormige bouwstof aangeeft. Deze waarde wordt bepaald door een stang met een standaardkracht de grond in te drukken die voorzien is van een punt. In tabel 6.1 zijn uiterste CBR-waarden gegeven bij de minimale en maximale weerstand.

Tabel 6.1: Uiterste CBR-grenswaarden

	Weerstand CBR-waarde (%)
Minimale weerstand (lucht)	0
Maximale weerstand (beton)	100

De CBR-waarde is te bepalen met behulp van de proef met de lichte slagsonde (zie figuur 6.5). Deze proef is ontworpen om op een snelle en eenvoudige manier inzicht te krijgen in de draagkracht van de ondergrond, tot een geringe diepte. Tevens is het mogelijk om andere methoden te hanteren, maar hierbij moet wel duidelijk onderbouwd worden dat de CBR-waarde die volgt een nauwkeurig bepaalde waarde is. Omdat er op het dijklichaam een onderlaag van cohesief (of gebonden materiaal) en slecht doorlatend materiaal wordt aangebracht met een minimale dikte van 0,8 meter, zal enkel voor de perforatieweerstand een CBR-waarde voor de onderlaag van de dijkbekleding benodigd zijn. Dit is omdat de onderlaag uit een kleiachtige laag bestaat terwijl het dijklichaam uit meer zandig materiaal bestaat. Dit betekent dat het dijklichaam meer draagkrachtig is dan de onderlaag. Door enkel de waterkerende laag te gebruiken in de berekening zal hierdoor de veiligste waarde worden gehanteerd.



Figuur 6.5: Lichte slagsonde.[2]

De weerstand van de ondergrond zal in de formule niet uitgedrukt worden in een CBR-waarde, maar zal een factor bedragen die vermenigvuldigt wordt met werkende belasting op het geotextiel. Tevens omdat de ondergrond nooit bestaat uit een dezelfde samenstelling, maar altijd verschillende eigenschappen op verschillende plaatsen heeft wordt er een veiligheidsfactor van 2 over toegevoegd. Zo geldt voor de minimale weerstand $0\% / 2 = 0\%$ en voor de maximale weerstand $100\% / 2 = 50\%$. In tabel 6.2 is de veiligheidsfactor op de CBR-waarde van werking en de veiligheidsfactor die vermenigvuldigt wordt met de belasting op het geotextiel.

Tabel 6.2: CBR-waarde met reductiefactor

Weerstand CBR-waarde (%)	Inclusief veiligheidsfactor	Reductie factor
0-20	0	1
20-40	10	0.9
40-60	20	0.8
60-80	30	0.7
80-100	40	0.6

Naast het uitvoeren van een proef is het mogelijk om met een vuistregel globaal de CBR-waarde te bepalen op basis van de conusweerstand. Dit is enkel mogelijk voor fijnkorrelige gronden (zoals klei, licht kleihoudend zanden fijne ophoogzanden), de vuistregel is weergegeven in formule 6.1. [3]

$$CBR \text{ waarde } (\%) = 4 * C_s \quad \mathbf{6.1}$$

waarin:

$$C_s \quad \text{conusweerstand [N/mm}^2\text{]}$$

De CBR waarde is exact te berekenen voor fijne gronden (leem en fijne zandsoorten) volgens formule 6.2. [2]

$$\log CBR = -1,31 * \log X + 2,58 \quad \mathbf{6.2}$$

De CBR waarde voor grovere gronden is exact berekenen volgens formule 6.3.

$$\log CBR = -1,41 * \log X + 3,10 \quad \mathbf{6.3}$$

waarin:

$$X \quad \text{gemiddelde indringen per slag [mm] (zie formule 6.4)}$$

$$X = \delta z / N \quad \mathbf{6.4}$$

$$\delta \quad \text{diepte van de indringen } (\approx \text{ diepte van de slecht waterdoorlatende laag [mm]})$$

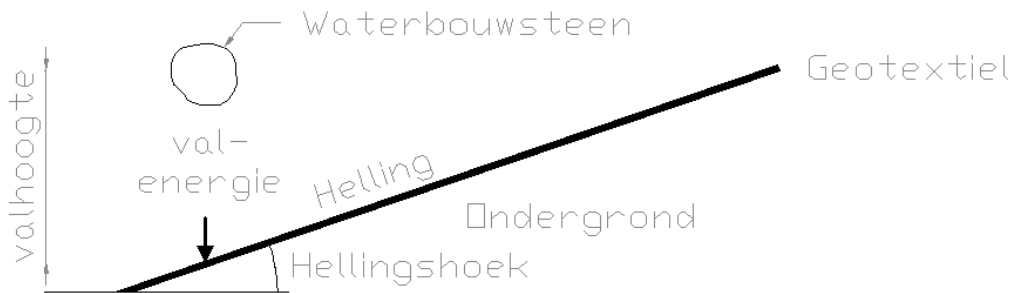
$$N \quad \text{aantal bijbehorende slagen}$$

6.4 In den droge

De installatie van het geotextiel in den droge geschiedt door eerst het geotextiel aan te brengen en hier vervolgens een uitvullaag van granulair materiaal (waterbouwsteen) op aan te brengen, waar de steenbekleding op wordt aangebracht. Ook kan er enkel waterbouwsteen (zonder uitvullaag) op het geotextiel worden aangebracht. Gedurende het aanbrengen van de uitvullaag of de waterbouwsteen treden er dusdanige belastingen op waarbij perforatie van het geotextiel mogelijk is, bij het aanbrengen van zetsteen is er geen kans op perforatie van geotextiel, dit omdat hier geen valenergie

vrij komt. Om perforatie van het geotextiel te voorkomen zal er ontworpen moeten worden op perforatie weerstand van het geotextiel.

In figuur 6.6 is een schematische weergave van een dijk gegeven met een geïnstalleerd geotextiel, waarop de waterbouwsteen als toplaag of uitvullaag moet worden aangebracht. De van toepassing zijnde condities zijn het gewicht van de waterbouwsteen, de maximale valhoogte die gehanteerd wordt, de helling van de glooiing- of kreukelbermconstructie en negatieve versnelling geleverd door de ondergrond. Op basis van deze omstandigheden kan de valenergie worden berekend, zie formule 6.5.



Figuur 6.6: Omstandigheden t.b.v. perforatieweerstand in den droge

Valenergie:

$$\text{Valenergie} = 1,25 * \text{massa waterbouwsteen} * \text{valhoogte} * \text{valversnelling} * \text{hellingshoek} * \text{ondergrond} \quad \mathbf{6.5}$$

6.4.1 Waterbouwsteen

De aan te brengen waterbouwsteen als toplaag of uitvullaag, zal aangebracht worden door middel van storten. Storten is een handeling waar het niet mogelijk is om zodanig secuur te werken dat er geen kans op beschadiging van het geotextiel is. Om deze redenen dient het geotextiel zo te worden ontworpen dat het gedurende de uitvoering op robuustheid voldoet. Afhankelijk van het gewicht van de waterbouwsteen en de gehanteerde valhoogte gedurende de uitvoering in combinatie met de valversnelling wordt er een valenergie op het geotextiel geleverd, de valenergie van waterbouwsteen kan bepaald worden met de formule 6.6.

Valenergie:

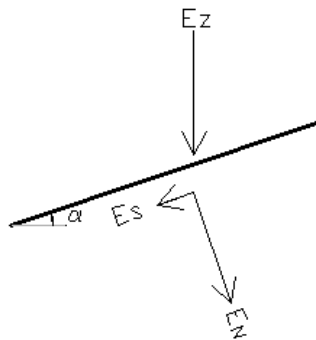
$$E_z = 1,25 * m * g * h_{val} \quad \mathbf{6.6}$$

waarin:

- E_z de valenergie op het geotextiel [Nm]
- m maximale M_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [kg]
- g valversnelling [m/s^2]
- h_{val} de valhoogte van de waterbouwsteen [m]

6.4.2 Helling

De valenergie E_z uit formule 6.6 is op basis van de zwaartekracht, de valenergie dient echter ontbonden te worden in een energie loodrecht op het vlak en evenwijdig aan het vlak. Dit resulteert in een E_N (energie welke perforatie veroorzaakt) en E_s (energie die afglijden van de waterbouwsteen veroorzaakt), zie figuur 6.7. Op basis van de hellingshoek (α) kan de valenergie (zie formule 6.7) en de energie die afglijden van de waterbouwsteen veroorzaakt (zie formule 6.8) worden berekend.



Figuur 6.7: Ontbinden valenergie

Valenergie loodrecht op het geotextiel:

$$E_N = \cos(\alpha) * E_Z \quad 6.7$$

Energie die afglijden van het waterbouwsteen veroorzaakt :

$$E_S = \sin(\alpha) * E_Z \quad 6.8$$

waarin:

- E_N valenergie loodrecht op het geotextiel [Nm]
- E_S energie die afglijden van de waterbouwsteen veroorzaakt (Nm)
- E_z de valenergie op het geotextiel [Nm]
- α hellingshoek [°]

6.4.3 Ondergrond

De factor van ondergrond zoals in paragraaf 6.2 beschreven is (zie tabel 6.2) zal vermenigvuldigd worden met de valenergie loodrecht op het geotextiel die van toepassing is op het geotextiel. Dit bedraagt een waarde die kleiner is dan 1, omdat het gaat om een negatieve valversnelling van de valenergie steen. De negatieve valversnelling geleverd door de ondergrond zal de valenergie energie absorberen, de negatieve valversnelling is afhankelijk van de draagkracht van de ondergrond. De draagkracht wordt aangegeven met een CBR-waarde, deze is echter enkel te bepalen met behulp van proeven in situ.

6.4.4 Formule

Uit de bevindingen uit de voorgaande paragrafen, kan een formule opgesteld worden die rekening houdt met de waterbouwsteen, de helling en de negatieve valversnelling van de ondergrond. Zie formule 6.9 voor het bepalen van de valenergie. Voor het bepalen van de energie die afglijden van de waterbouwsteen veroorzaakt afkomstig van de valenergie dient formule 6.10 te worden gehanteerd.

$$E_N = 1,25 * m * g * h_{val} * c_r * \cos(\alpha) \quad 6.9$$

$$E_S = 1,25 * m * g * h_{val} * \sin(\alpha) \quad 6.10$$

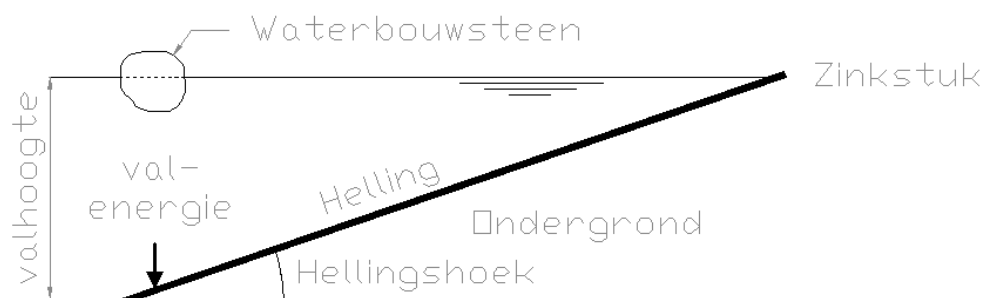
waarin:

- E_N valenergie loodrecht op het geotextiel [Nm]
- E_S energie die afglijden van het waterbouwsteen veroorzaakt [Nm]
- m maximale M_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [kg]
- g valversnelling [m/s^2]
- h_{val} valhoogte steen [m]
- c_r reductiefactor ondergrond [-]
- α hellingshoek [°]

6.5 In den natte

Installatie van geotextiel in den natte gebeurt door één kant van het zinkstuk naar de bodem af te zinken en vervolgens geleidelijk het geotextiel af te storten met waterbouwsteen. Tijdens het stortproces van de waterbouwsteen als uitvullaag of afdeklaag treden er dusdanige belastingen op waarbij perforatie van het zinkstuk op kan treden. Om perforatie van het geotextiel te voorkomen zal er ontworpen moeten worden op perforatie weerstand van het geotextiel.

In onderstaand figuur 6.8 is een schematisering weergegeven van een vooroeverconstructie met een zinkstuk wat aangebracht moet worden, waarop waterbouwsteen moet worden aangebracht. De van toepassing zijnde condities zijn het gewicht en de vorm van de waterbouwsteen, de versnelling onder water, de helling van de vooroeverconstructie en de negatieve versnelling geleverd door de ondergrond. Op basis van deze omstandigheden kan de valenergie worden berekend, zie formule 6.11.



Figuur 6.8: Omstandigheden t.b.v. perforatieweerstand in den natte

Valenergie:

$$\text{Valenergie} = 1,25 * \text{massa waterbouwsteen} * \text{evenwichtssnelheid} * \text{hellingshoek} * \text{ondergrond}$$

6.11

6.5.1 Waterbouwsteen

Deze paragraaf is opgesteld op basis van de documenten beschikbaar gesteld tijdens de opleiding [4] en het document het 'valgedrag van steengroepen' [5]. Het aan te brengen waterbouwsteen als toplaag of uitvullaag, zal aangebracht worden door middel van storten. Storten is een handeling waar het niet mogelijk is om zodanig secuur te werken dat er geen kans op beschadiging van het geotextiel is. Om deze redenen dient het geotextiel zo te worden ontworpen dat het gedurende de uitvoering op robuustheid voldoet. Afhankelijk van het gewicht en vorm van de waterbouwsteen gedurende de uitvoering in combinatie met de valversnelling levert dit een energie op het geotextiel. De waterbouwsteen die wordt aangebracht is tijdens het stortproces ondervonden aan de krachten F_D (sleepkracht) en de F_Z (gewichtskracht), zie figuur 6.9. Als de sleepkracht in evenwicht is met de gewichtskracht, levert dit een evenwichtssnelheid (v_e). Doordat waterbouwsteen uit allerlei verschillende vormen kan bestaan, zal er gerekend worden met een waterbouwsteen die gelijk is aan een bolvorm. Dit omdat een bolvorm een gestroomlijnde vorm heeft en er bij een minder gestroomlijnde vorm (zoals een vierkant) meer wrijving op het voorwerp aanwezig is en daarnaast komt de vorm van een bol het meest overeen met de vorm van waterbouwsteen. Hierbij zal tevens de grootste energie vrijkomen op het geotextiel, waardoor het geotextiel dus een grotere valenergie moet kunnen weerstaan.



Figuur 6.9: Krachten op een vallende steen

De horizontale verplaatsing van de waterbouwsteen wordt buiten beschouwing gelaten, dit omdat de stroming langs de kust geen kracht meer levert die ervoor zorgt dat de waterbouwsteen zo verplaatst wordt dat dit invloed levert op de valenergie. Er kan worden gesteld dat de horizontale verplaatsing verwaarloosbaar is.

De sleepkracht op de waterbouwsteen is afhankelijk van de energie van stromend water per eenheid van volume, de oppervlakte van het voorwerp en de vorm van het voorwerp. Dit levert de formule 6.12.

Sleepkracht:

$$F_D = C_D * \frac{1}{2} * \rho_w * v^2 * A = C_D * \frac{1}{2} * \rho_w * v^2 * \frac{1}{4} * \pi * D^2 \quad 6.12$$

waarin:

F_D	sleepkracht (opwaartse kracht) [kN]
C_d	sleepkrachtcoëfficiënt [-]
ρ_w	massadichtheid water [kg/m ³]
v	valsnelheid [m/s]
A	aangestroomd oppervlak [m ²]

De gewichtskracht van de waterbouwsteen is afhankelijk van de volume van de waterbouwsteen, het verschil tussen de dichtheid van de waterbouwsteen en het water en de versnelling van de zwaartekracht. Dit levert de formule 6.13.

Gewichtskracht:

$$F_Z = V * (\rho_s - \rho_w) * g = \frac{1}{6} * \pi * D^3 * (\rho_s - \rho_w) * g \quad 6.13$$

waarin:

F_Z	gewichtskracht [kN]
V	volume [m ³]
ρ_s	massadichtheid waterbouwsteen [kg/m ³]
ρ_w	massadichtheid water [kg/m ³]
g	versnelling zwaartekracht [m/s ²]

De vergelijking van formule 6.12 en 6.13 is dan als volgt, zie formule 6.14.

$$C_D * \frac{1}{2} * \rho_w * v^2 * \frac{1}{4} * \pi * D^2 = \frac{1}{6} * \pi * D^3 * (\rho_s - \rho_w) * g \quad 6.14$$

De evenwichtssnelheid (V_e) is dan, zie formule 6.15.

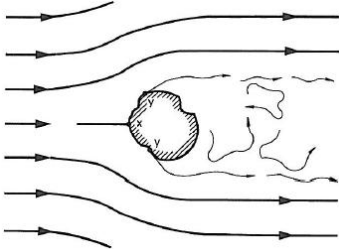
$$V_e = \sqrt{\frac{4 * \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) * D * g}{3 * C_D}} \quad 6.15$$

waarin:

V_e	evenwichtssnelheid [m/s]
ρ_s	massadichtheid waterbouwsteen [kg/m ³]
ρ_w	massadichtheid water [kg/m ³]
D	maximale D85 van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
g	versnelling zwaartekracht [m/s ²]
C_D	sleepkrachtcoëfficiënt van de steen [-]

De sleepkrachtcoëfficiënt ook wel de evenredigheidsconstante genoemd, is afhankelijk van een drietal factoren:

- Het getal van Reynolds;
- Vorm van waterbouwsteen ;
- Ruwheid van het voorwerp.



Figuur 6.10: Stroming rond een voorwerp [4]

Het getal van Reynolds

In figuur 6.10 is schematisch een voorwerp in de stroming weergegeven, de stromingslijn die ontstaat rondom een voorwerp is afhankelijk van het optredende getal van Reynolds. Het getal van Reynolds wordt beïnvloed door de snelheid van de ongestoorde stroming, de diameter van het voorwerp en de kinematische viscositeit. In figuur 6.11 is in grafiek de sleepkrachtcoëfficiënt voor voorwerpen met een eenvoudige geometrie als functie van het getal van Reynolds weergegeven, met bijbehorende waarden in tabelvorm. Het getal van Reynolds kan berekend worden met de formule 6.16:

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \tag{6.16}$$

waarin:

- Re getal van Reynolds [-]
- v gemiddelde snelheid van een vloeistof [m/s]
- D maximale D85 van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
- ν kinematische viscositeit [m²/s]

De kinematische viscositeit van water geeft de stroperigheid van deze vloeistof weer en staat in verband met de temperatuur van de vloeistof, in tabel 6.3 is de kinematische viscositeit van water weergegeven met een bepaald temperatuur.

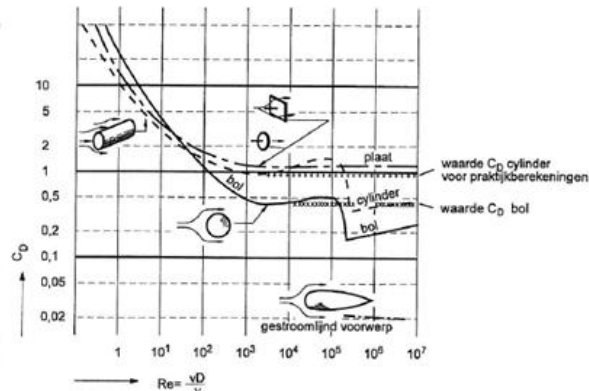
Tabel 6.3: Kinematische viscositeit van water [6]

Temperatuur - t - (°C)	Kinematische viscositeit - ν - (m ² /s) x 10 ⁻⁶
0	1,787
5	1,519
10	1,307
20	1,004
30	0,801
40	0,658
50	0,553
60	0,475
70	0,413
80	0,365
90	0,326
100	0,294

De sleepkrachtcoëfficiënt die van invloed is op de evenwichtsnelheid is een functie van het getal van Reynolds. Bij een lage waarde van het getal van Reynolds is er een hoge sleepkrachtcoëfficiënt aanwezig, dit is bij een laminaire stroming. Vervolgens vindt er tussen de waarden van het getal van Reynolds 0 en $1 \cdot 10^3$ een sterke afname van de sleepkrachtcoëfficiënt plaats. Dit is namelijk de overgang tussen de laminaire stroming naar een turbulente stroming. Bij een turbulente stroming blijft de sleepkrachtcoëfficiënt vervolgens nagenoeg gelijk. Echter bij een bol neemt de weerstand sterk af, omdat de plaats van het loslaatpunt (γ) plotseling van ligging verandert (zie figuur 6.10). Op basis van nieuwe experimentele gegevens wordt er tegenwoordig met een constante waarde gerekend en wordt deze sterke afname verwaarloosd.

Waarden van C_D							
Voorwerp	Re						
	10^1	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6	10^7
vierkante plaat	5,0	1,7	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
ronde schijf	5,0	1,7	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
cilinder as ⊥ stroom	1,5	1,5	1,0	1,0	1,2	0,4	0,5
bol	6,0	1,0	0,5	0,5	0,7	0,3	0,3
rechthoekige plaat: lengte/breedte = 2	-	1,8	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
5	-	1,8	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
10	-	1,9	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2
20	-	1,9	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5

Rechthoekige balken en voorwerpen van onregelmatige vorm hebben een C_D die iets groter is dan 1 zoals rechthoekige plaat



Figuur 6.11: Sleepcoëfficiënt $C_D = Re$ voor verschillende vormen [4]

De evenwichtssnelheid van het waterbouwsteen is de snelheid die optreedt ter plaatse van de bodem, waarop het geotextiel zich bevindt. Een combinatie van het gewicht van de steen en de snelheid ter hoogte van de bodem levert een kracht op het geotextiel, dit geeft de formule 6.17.

Valenergie:

$$E_z = 1,25 \cdot 0,5 \cdot m \cdot Ve^2 = 0,75 \cdot m \cdot Ve^2$$

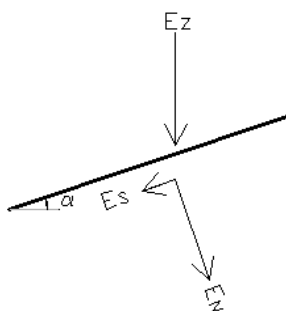
6.17

waarin:

- E_z de valenergie op het geotextiel [Nm]
- m maximale M_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [kg]
- Ve evenwichtssnelheid [m/s]

6.5.2 Helling

De valenergie E_z uit formule 1.17 levert een valenergie loodrecht op het vlak en evenwijdig aan het vlak. Dit resulteert in een E_N (energie welke perforatie veroorzaakt) en E_S (energie die afglijden van de waterbouwsteen veroorzaakt), zie figuur 6.12. Op basis van de hellingshoek (α) kan de valenergie (zie formule 6.18) en de energie die afglijden van de waterbouwsteen veroorzaakt (zie formule 6.19)



Figuur 6.12: Ontbinden valenergie

Perforatiekracht:

$$E_N = \cos(\alpha) * E_Z \quad \mathbf{6.18}$$

Kracht tot mogelijkheid van afglijden waterbouwsteen:

$$E_S = \sin(\alpha) * E_Z \quad \mathbf{6.19}$$

waarin:

- E_N valenergie loodrecht op het geotextiel [Nm]
- E_S energie die afglijden van het waterbouwsteen veroorzaakt [Nm]
- E_Z de verticale valenergie op het geotextiel [Nm]
- α hellingshoek talud [°]
- β hoek verplaatsing van steen [°]
- γ hoek tussen resultante kracht en het geotextiel [°]

6.5.3 Factor ondergrond

Voor uitvoering in den natte is het lastig om te bepalen hoe draagkrachtig de ondergrond nu daadwerkelijk is. Er kan dus niet bepaald worden welke negatieve valversnelling de ondergrond levert. Om toch zekerheid in te bouwen omtrent de negatieve valversnelling van de ondergrond, die in relatie staat met de draagkracht van de ondergrond, zal er verondersteld worden dat de ondergrond die van toepassing is onder water, bestaat uit een losse samenhang. Dit omdat hier een grote kans op sedimenttransport aanwezig is. Door een CBR-waarde te hanteren die tussen de 0 en 20 % ligt, wordt de grootste veiligheid gehanteerd.

6.5.4 Formule

Uit de bevindingen uit de voorgaande paragrafen, kan een formule opgesteld worden die rekening houdt met de waterbouwsteen, de valsnelheid, de horizontale verplaatsing, de helling en de ondergrond. Zie formule 6.20 voor het bepalen van de perforatiekracht, inclusief de formules van de ontbrekende parameters, met verschillende condities. Voor het bepalen van de vrijgekomen energie tot mogelijkheid voor het afglijden van de waterbouwsteen, inclusief de formules van de ontbrekende parameters, afkomstig van perforatie dient formule 6.21 te worden gehanteerd.

$$E_N = 0,625 * m * \left(\frac{4 * \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) * D * g}{3 * C_D} \right) * \cos(\alpha) * C_r \quad \mathbf{6.20}$$

$$E_S = 0,625 * m * \left(\frac{4 * \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) * D * g}{3 * C_D} \right) * \sin(\alpha) * C_r \quad \mathbf{6.21}$$

waarin:

- E_N valenergie loodrecht op het geotextiel [Nm]
- E_S energie die afglijden van het waterbouwsteen veroorzaakt [Nm]
- E_Z de valenergie op het geotextiel [Nm]
- α hellingshoek talud [°]
- C_r reductiefactor ondergrond [-]
- m maximale M_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [kg]
- ρ_s massadichtheid waterbouwsteen [kg/m³]
- ρ_w massadichtheid water [kg/m³]
- D maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
- g versnelling zwaartekracht [m/s²]
- C_D sleepkrachtcoëfficiënt van de steen [-]
- C_r reductiefactor ondergrond [-]

Literatuur

1. Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). *'Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)'*. Karlsruhe: BAW.
2. Kerkhof, i. E. (2012). *Betrouwbare correlatie*. Retrieved april 19, 2012, from [www.kurio.be](http://www.kurio.be/pdf/Kurioinfo_Correlatie.pdf): http://www.kurio.be/pdf/Kurioinfo_Correlatie.pdf
3. http://pages.citg.tudelft.nl/fileadmin/Faculteit/CiTG/Over_de_faculteit/Afdelingen/Afdeling_Bouw/_Secties/Sectie_Weg_en_Railbouwkunde/_Leerstoelen/Leerstoel_Wegbouwkunde/_Onderwijs/_College_Dictaten/doc/CT3041_Hoofdstuk_4.pdf
4. Voortgezette Opleiding Uitvoering Baggerwerken. (1997). *Vloeistofmechanica*. Leidschendam: VBKO.
5. Wal, J. v. (2002). *Het valgedrag van steengroepen*. Papendrecht: Technische Universiteit Delf.
6. (sd). Opgeroepen op juni 5, 2012, van www.engineeringtoolbox.com: http://www.engineeringtoolbox.com/water-dynamic-kinematic-viscosity-d_596.html

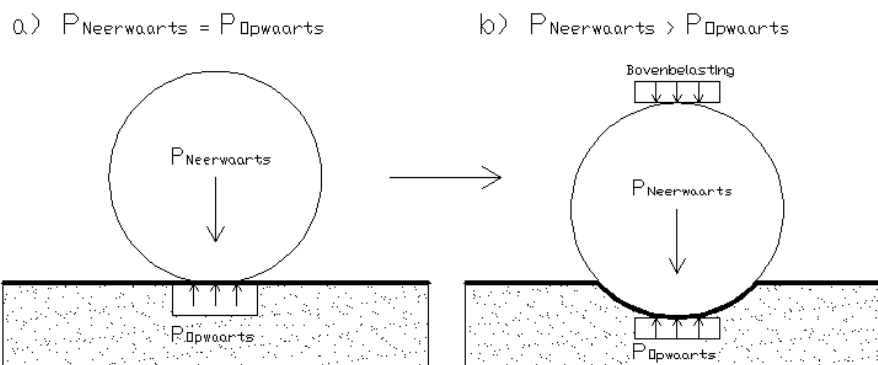
Bijlage 7. Gedetailleerde methode: Doorpons weerstand

Het geotextiel wat toegepast wordt in de kust- en oeververdediging dient weerstand te kunnen bieden tegen statisch doorponzen, ofwel het voorkomen van doorprikken van de bovenliggende laag die ondervonden is aan hoge belastingen. Statisch doorponzen leidt tot gaten in het geotextiel, dat na eventuele verschuivingen van de steenbekleding de functie grond dicht niet kan waarborgen. Dit leidt tot uitspoeling van de onderliggende laag, dat het faalmechanisme bezwijken van de dijk of dam kan veroorzaken. Er dient daarom een geotextiel te worden toegepast die de eigenschap heeft om doorponzen van de bovenliggende laag te voorkomen. Statisch doorponzen is zowel mogelijk tijdens de uitvoeringsfase als de gebruiksfase. Hier zijn echter wel verschillende condities van toepassing.

Voor statisch doorponzen van het geotextiel wordt ontworpen op basis van groot materieel gedurende de uitvoering en op hydrodynamische druk gedurende de gebruiksduur. Hydrostatische druk wordt echter buiten beschouwing gelaten. Dit omdat de waterdruk op de steenbekleding nagenoeg gelijk is aan de waterdruk vanuit de ondergrond. Hierbij zullen geen krachten van werking zijn die doorponzen van het geotextiel veroorzaken.

7.1 Modelleren doorpons weerstand

Bij enkel een neerwaartse belasting van de steenbekleding is het verticaal evenwicht gelijk aan de reactiekracht geleverd door de ondergrond, zie figuur 7.1.a. Gedurende de uitvoering en de gebruiksfase zullen op de steenbekleding extreme belastingen voorkomen die er tot leiden dat de neerwaartse kracht groter is dan de opwaartse kracht, zie figuur 7.1.b. Na een bepaalde tijd, waar de steenbekleding is ingedrukt in de ondergrond, zal de kracht neerwaarts gelijk zijn aan de reactiekracht opwaarts. Gedurende het proces waarbij de steenbekleding zal indrukking, is de kracht neerwaarts groter dan de reactiekracht opwaarts. Hieruit volgt een resulterende kracht neerwaarts, ofwel de doorpons kracht. Het geotextiel zal tijdens de indrukking van de steenbekleding bestand moeten zijn tegen deze doorpons kracht.



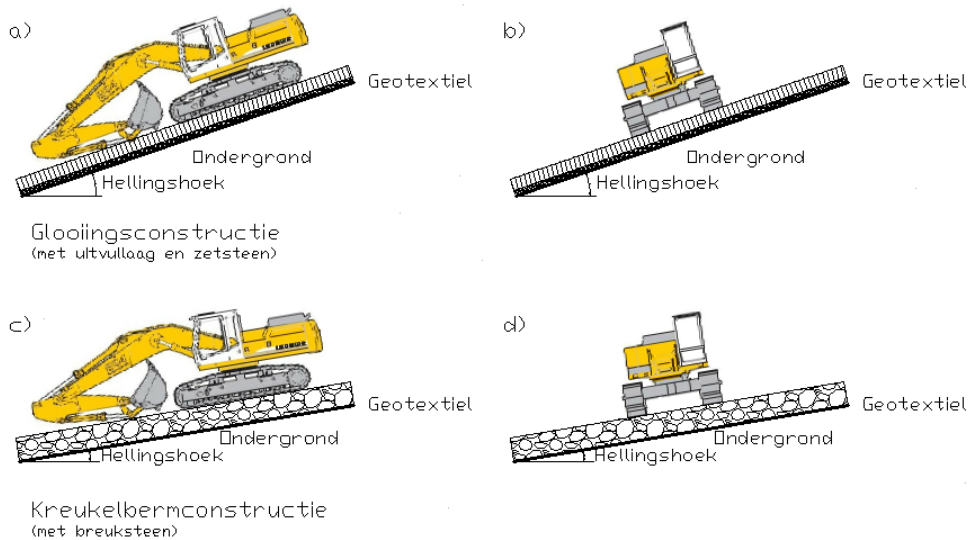
Figuur 7.1: Modellschets doorpons kracht

7.2 Belasting afdracht

7.2.1 Groot materieel

Om de materialen tijdens de uitvoering op de plaats van verwerking aan te brengen, dient groot materieel te worden ingezet. Afhankelijk van het gewicht van het groot materieel wordt er een dusdanige grote belasting geleverd ten gevolge van de zwaartekracht op de onderliggende verharding. Omdat er omstandigheden kunnen voorkomen dat het groot materieel zal moeten manoeuvreren op de net aangebracht steenbekleding, dient het geotextiel weerstand te zijn tegen doorponzen van de steenbekleding onder belasting van groot materieel. Om doorponzen van het geotextiel te voorkomen zal er ontworpen moeten worden op doorpons weerstand van het geotextiel.

In figuur 7.2 is een schematische weergave gegeven van een glooiingconstructie en een kreukelbermconstructie met daarop een rupsgraafmachine, gepositioneerd met de helling mee en dwars op de helling. Deze rupsgraafmachine geeft een belasting op de steenbekleding, zowel op de zetsteen als op de breuksteen bekleding. Naast de rupsgraafmachine geeft de bekleding zelf ook een belasting af op het geotextiel. Samen resulteert dit in een neerwaartse kracht op het geotextiel. Tevens geeft de ondergrond een reactiekracht op het geotextiel, ofwel een opwaartse kracht. Voor doorpensen door groot materieel geldt de formule 7.1.

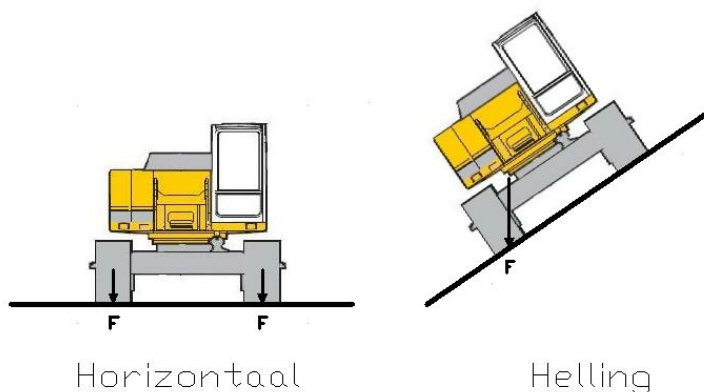


Figuur 1: Schematisering groot materieel

$$\text{Doorpanssterkte} = \text{Neerwaartse kracht} - \text{opwaartse kracht}$$

7.1

De maatgevende positie op een helling is dwars op de helling. Is de graafmachine evenwijdig gepositioneerd aan de helling, wordt de belasting die afgedragen wordt door de graafmachine verdeelt over beide rupsbanden. Als de graafmachine dwars op de helling is gepositioneerd, wordt de onderste rupsband meer belast dan de bovenste rupsband. Daarom zal altijd uitgegaan worden van een positie dwars op de helling. Omdat een graafmachine enkel zal manoeuvreren op de steenbekleding tijdens aanbrengen van de steenbekleding of bij het aanbrengen van de afdichtingslaag tussen de steenbekleding, zal er niet worden uitgegaan van de uiterste situatie waarbij de graafmachine zal over hellen. Dit gebeurt alleen bij extreem grote gewichten en uiterste arm lengte, dit is echter niet van toepassing gedurende het manoeuvreren op de steenbekleding.



Figuur 7.3: Belastingafdracht graafmachine

De kreukelberm wordt indien mogelijk vlak aangebracht, indien dit niet mogelijk is, wordt er een helling met een maximum van 1:6 gehanteerd. Bij een vlakke ondergrond, waarbij de graafmachine geen grote massa met een lange arm moet verplaatsen, wordt de massa van de graafmachine gelijk verdeelt over beide rupsbanden (zie figuur 7.3). Moet er wel een grote massa met een lange arm worden verplaatst, kan dit resulteren in het bereiken van het kantelmoment. Dat houdt in dat alle kracht op één rupsband rust. Maatgevend is dat de gehele massa van de kraan rust op één rupsband. Voor het bepalen van de afgedragen belasting van de graafmachine op de kreukelbermconstructie geldt de formule 7.2.

Glooiingsconstructie worden altijd aangebracht onder hellingen die variëren tussen de uiterste waardes 1:1,5 – 1:5. Dit houdt in dat wanneer de graafmachine haaks op het talud staat (zie figuur 7.2.b), met een maximale massa in de bak van de graafmachine, er een kans is op overschrijding van het kantelmoment. Dit betekent dat de gehele massa van de kraan op de onderste rupsband rust, wat resulteert in een grotere belasting op het geotextiel (zie figuur 7.3). Maatgevend is dat de gehele massa van de kraan rust op één rupsband. Voor het bepalen van de afgedragen belasting van de graafmachine op de glooiingsconstructie geldt de formule 7.2.

Belasting afdracht graafmachine aan 1 rupsband:

$$F_{rups} = m * g * 10^{-3} \quad \mathbf{7.2}$$

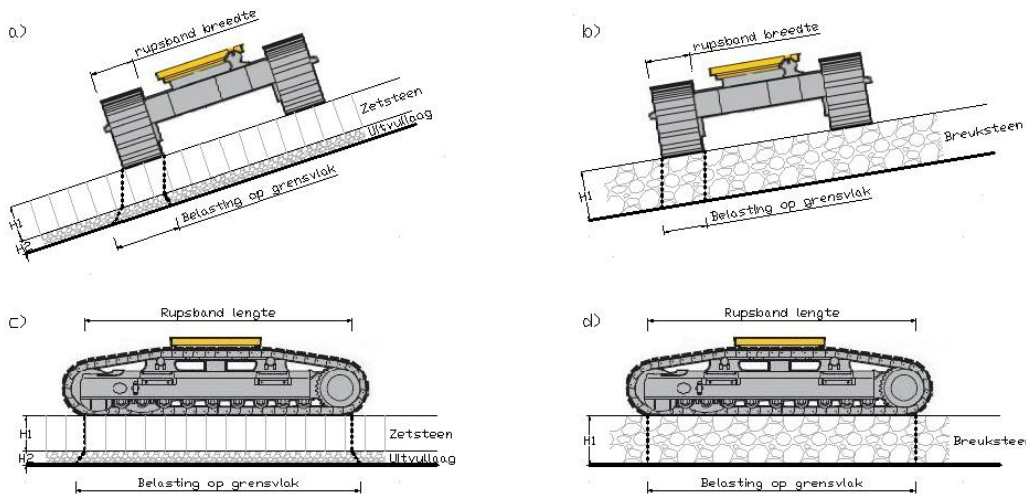
waarin:

F_{rups}	belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
m	massa graafmachine [kg]
g	versnelling zwaartekracht [m/s^2]

Om te voorkomen dat de doorpons krachten zodanig groot worden, dat er geen enkel geotextiel meer kan voldoen aan deze eis, dient er een eis te worden gesteld aan de massa van de graafmachine. De eis die wordt gesteld dient tijdens de uitvoering gehandhaafd te worden om te voorkomen dat het geotextiel zal bezwijken. De maximum eis luidt:

$$massa\ graafmachine \leq 22500\ kg$$

De belastingafdracht van de graafmachine dient echter nog verdeelt te worden over de gehele rupsband. Tevens om de druk op het grensvlak tussen uitvullaag of breuksteen met het geokunststof te bepalen moet het gewicht van de steenbekleding en uitvullaag meegenomen worden. Bij aanwezigheid van een uitvullaag dient ook rekening te worden gehouden met de belastingspreidingsfactor van de uitvullaag. In figuur 7.4 is een schematisering van de druk op het geotextiel weergegeven.



Figuur 7.4: Belastingspreiding rupsband

De bepaling van de belasting op het belastingsvlak is onder te verdelen in een viertal mogelijkheden, dit zijn:

- Zetsteen met uitvullaag op een vlak deel;
- Zetsteen met uitvullaag onder een helling;
- Waterbouwsteen op een vlak deel.
- Waterbouwsteen onder een helling;

Er is onderscheidt gemaakt tussen zetsteen en waterbouwsteen omdat er bij de zetsteen een uitvullaag aanwezig is. De uitvullaag dient in feite als funderingslaag en draagt zorg voor een belastingspreiding van de bovenbelasting, hierdoor zal de belasting beter verdeeld worden. Het waterbouwsteen kan in feite net als een uitvullaag beschouwd worden als funderingsmateriaal, enkel in een vergrote schaal. Dit betekent dat de waterbouwsteen normaliter zorg draagt voor een belastingspreiding. Echter omdat de maatgevende situatie wordt beschouwd, waarbij de bovenbelasting direct op een waterbouwsteen rust die deze belasting direct afdraagt aan het geotextiel en de ondergrond. Wordt deze situatie beschouwd dan is er geen belastingspreiding aanwezig. In de formule bij zetsteen wordt rekening gehouden met de belastingspreiding. De richtwaarden voor de belastingspreidingsfactor e voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden is weergegeven in tabel 7.1, hierbij is de grijs arceerde rij van toepassing bij een uitvullaag.

Tevens is er ook onderscheidt gemaakt in steenbekleding op een helling of op een vlak deel. Indien het groot materieel is gelokaliseerd op een helling, zal de belasting afdracht onder een hoek op het geotextiel werken. Dit resulteert tevens in een trekkracht.

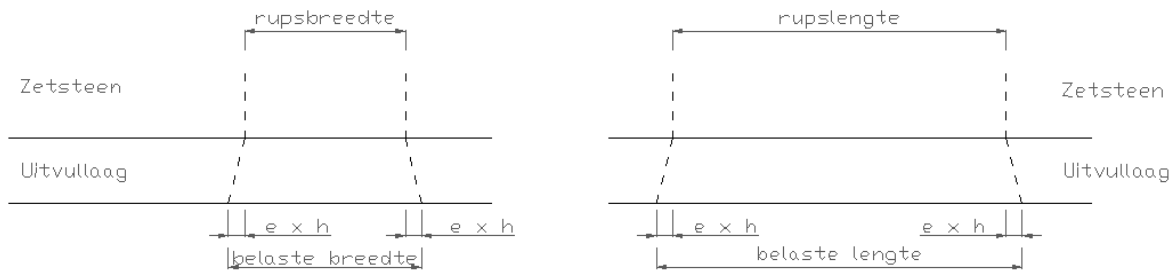
Tabel 7.1: Richtwaarden voor belastingspreidingsfactor e voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden [1]

Funderingsmateriaal	CBR-waarde (%)	Spreidingsfactor e *
Onverdicht zand	< 5	0,25
Onverdicht ongebonden steenfundering	10	0,30
Ogespoten zand na verdichten	8 – 12	0,30
Fijne dekzanden na verdichting	12 – 18	0,35
Grindhoudend zand na verdichting	15 – 20	0,35
Zand gestabiliseerd met cement	25 – 50	0,40
Ongebonden steenfundering na verdichting	30 – 60	0,45
Hoogovenslakken na verdichting en binding	40 – 70	0,50

* $e = 0,25$; wil zeggen een spreiding van 4:1 (verticaal : horizontaal)

Zetsteen met uitvullaag op een vlak deel

In figuur 7.5 is weergegeven hoe de breedte en lengte van de rupsband vermenigvuldigt wordt met de belastingspreidingsfactor (e), hieruit volgt het belastingsvlak op het grensvlak tussen uitvullaag-geotextiel. In formule 7.3 is weergegeven hoe de belaste breedte afhankelijk van de rupsbreedte kan worden berekend en in formule 7.4 is weergegeven hoe de belaste lengte afhankelijk van de rups lengte kan worden berekend.



Figuur 7.5: Belastingsvlak, zetsteen met uitvullaag vlak

$$\text{Belaste breedte} = \text{rupsbreedte} + 2 * e * h \quad \mathbf{7.3}$$

$$\text{Belaste lengte} = \text{rups lengte} + 2 * e * h \quad \mathbf{7.4}$$

waarin:

- e belastingspreidingsfactor van uitvullaag [-]
- h laagdikte van de uitvullaag [m]

Op basis van het totale belastingsvlak, de belastingafdracht van de graafmachine op één rupsband en het gewicht van het zetsteen en de uitvullaag, kan de druk op het grensvlak worden berekend, zie formule 7.5. Deze formule is afgeleid vanuit de CUR 175 [1].

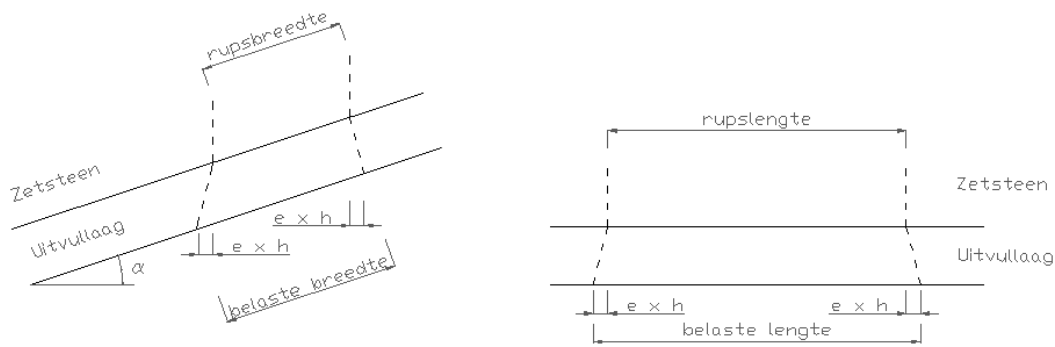
$$P_{N;mat} = \frac{F_{rupps}}{(\text{rupsbreedte} + 2 * e * h) * (\text{rups lengte} + 2 * e * h)} + \gamma_{s;1} * h_1 + \gamma_{s;2} * h_2 \quad \mathbf{7.5}$$

waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m²]
- F_{rupps} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- $\gamma_{s;1}$ volumieke massa zetsteen [kN/m³]
- h_1 laagdikte zetsteen [m]
- $\gamma_{s;2}$ volumieke massa uitvullaag [kN/m³]
- h_2 laagdikte van de uitvullaag [m]

Zetsteen met uitvullaag onder een helling

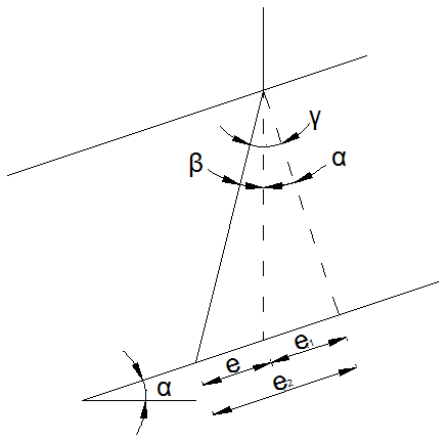
In figuur 7.6 is weergegeven hoe de breedte en lengte van de rupsband vermenigvuldigt wordt met de belastingspreidingsfactor (e) onder een hellingshoek (α), hieruit volgt het belastingsvlak op het grensvlak tussen uitvullaag-geotextiel. In formule 7.6 is weergegeven hoe de belaste breedte afhankelijk van de rupsbreedte kan worden berekend en in formule 7.7 is weergegeven hoe de belaste lengte afhankelijk van de rups lengte kan worden berekend.



Figuur 7.6: Belastingsvlak, zetsteen met uitvullaag onder een helling

$$\text{Belaste breedte} = \text{rupsbreedte} + h * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e))) + h * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha)) \quad \mathbf{7.6}$$

Bewijs; bepalen onderste belastingspreiding van rupsbreedte, zie figuur 7.7 voor de onderbouwing van de parameters:



Figuur 7.7: Onderbouwing van de parameters

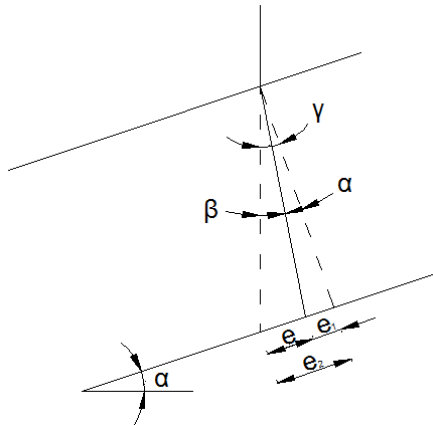
$$\gamma = \arctan\left(\frac{(h/\cos(\alpha))*e}{(h/\cos(\alpha))}\right) + \alpha = \arctan(e) + \alpha$$

$$e_2 = \tan(\gamma) * h = \tan(\arctan(e) + \alpha) * h$$

$$e_1 = \tan(\alpha) * h$$

$$e = e_2 - e_1 = h * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha))$$

Bewijs; bepalen bovenste belastingspreiding van rupsbreedte, zie figuur 7.8 voor de onderbouwing van de parameters:



Figuur 7.8: Onderbouwing van de parameters

$$\gamma = \alpha - \arctan\left(\frac{(h/\cos(\alpha)*e)}{(h/\cos(\alpha))}\right) = \alpha - \arctan(e)$$

$$e_1 = \tan(\gamma) * h = \tan(\alpha - \arctan(e)) * h$$

$$e_2 = \tan(\alpha) * h$$

$$e = e_2 - e_1 = h * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e)))$$

De samengevoegde formule van e_{boven} en e_{onder} is dan:

$$h * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e))) + h * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha))$$

$$\text{Belaste lengte} = \text{rupslengte} + 2 * e * h$$

7.7

waarin:

- e belastingspreidingsfactor van uitvullaag [-]
- h laagdikte van de uitvullaag [m]
- α hellingshoek [°]

Op basis van het totale belastingvlak, de belastingafdracht van de graafmachine op één rupspan en het gewicht van het zetsteen en de uitvullaag, kan de druk op het grensvlak worden berekend, zie formule 7.8. Deze formule is afgeleid vanuit de CUR 175 [1].

$$P_{N;mat} = \left(\frac{F_{rup}}{(\text{rupsbreedte} + h * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e))) + h * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha))) * (\text{rupslengte} + 2 * e * h)} \right) + \gamma_{s;1} * \frac{h_1}{\cos(\alpha)} + \gamma_{s;2} * \frac{h_2}{\cos(\alpha)}$$

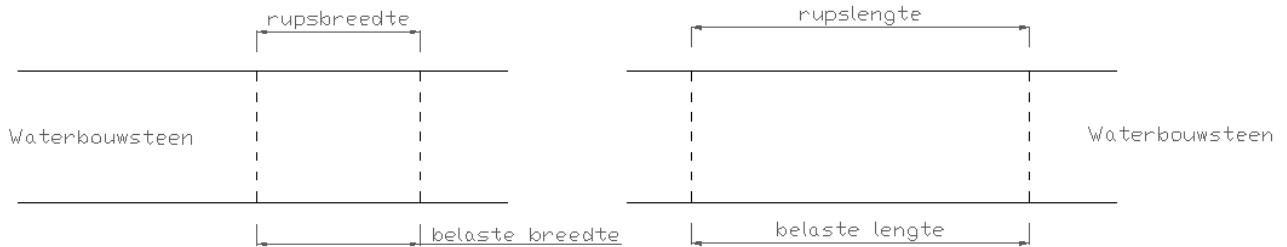
7.8

waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m²]
- F_{rup} belastingafdracht graafmachine aan één rupspan [kN]
- $\gamma_{s;1}$ volumieke massa zetsteen [kN/m³]
- h_1 laagdikte zetsteen [m]
- $\gamma_{s;2}$ volumieke massa uitvullaag [kN/m³]
- h_2 laagdikte van de uitvullaag [m]
- e belastingspreidingsfactor van uitvullaag [-]
- α hellingshoek talud [°]

Waterbouwsteen op een vlak deel

In figuur 7.9 is weergegeven hoe het belastingsvlak op het grensvlak tussen uitvullaag-geotextiel wordt berekend. In formule 7.9 is weergegeven hoe de belaste breedte afhankelijk van de rupsbreedte kan worden berekend en in formule 7.10 is weergegeven hoe de belaste lengte afhankelijk van de rups lengte kan worden berekend.



Figuur 7.9: Belastingsvlak, breuksteen vlak

Belaste breedte = rupsbreedte **7.9**

Belaste lengte = rups lengte **7.10**

Op basis van het totale belastingvlak, de belastingafdracht van de graafmachine op één rupsband en het gewicht van het waterbouwsteen, kan de druk op het grensvlak worden berekend, zie formule 7.11. Deze formule is afgeleid vanuit de CUR 175 [1].

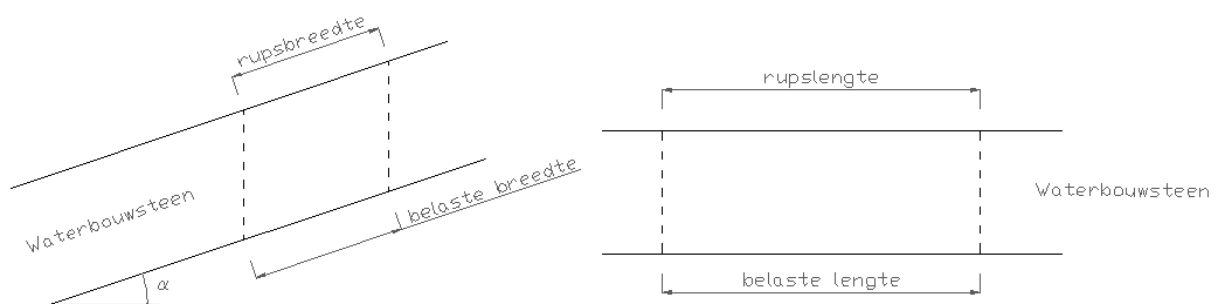
$$P_{N;mat} = \frac{F_{rups}}{rupsbreedte * rups lengte} + \gamma_s * h$$
 7.11

waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m²]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m³]
- h laagdikte breuksteen [m]

Waterbouwsteen onder een helling

In figuur 7.10 is weergegeven hoe het belastingsvlak op het grensvlak tussen uitvullaag-geotextiel wordt berekend. In formule 7.12 is weergegeven hoe de belaste breedte afhankelijk van de rupsbreedte kan worden berekend en in formule 7.13 is weergegeven hoe het belaste lengte afhankelijk van de rups lengte kan worden berekend.



Figuur 7.10: Belastingsvlak, waterbouwsteen onder een helling

Belaste breedte = rupsbreedte **7.12**

Belaste lengte = rups lengte **7.13**

Op basis van het totale belastingvlak, de belastingafdracht van de graafmachine op één rupsband en het gewicht van het waterbouwsteen, kan de druk op het grensvlak worden berekend, zie formule 7.14. Deze formule is afgeleid vanuit de CUR 175 [1].

$$P_{N;mat} = \frac{F_{rups}}{rupsbreedte * rups lengte} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} \quad 7.14$$

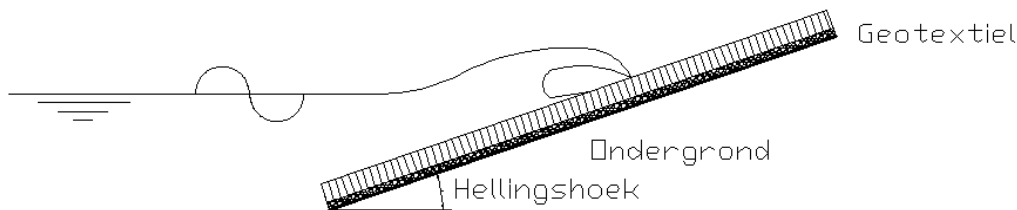
waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m^2]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m^3]
- h laagdikte breuksteen [m]
- α hellingshoek talud [$^\circ$]

7.2.2 Belasting afdracht hydrodynamische druk

Gedurende de gebruiksfase is de dijk of dam boven de waterlijn onderhevig aan golfslag. Afhankelijk van de golfperiode en de golfhoogte wordt er een grote belasting geleverd op de dijkbekleding, waarbij de krachten van invloed zijn op het geotextiel. Het geotextiel dient daarom bestand te zijn tegen doorpensen van de steenbekleding onder golfbelasting. Om doorpensen van het geotextiel te voorkomen zal er ontworpen moeten worden op doorpensen weerstand van het geotextiel.

In figuur 7.11 is een schematische weergave gegeven van een glooiingsconstructie onderhevig aan golfslag. De golfslag geeft een belasting op de steenbekleding, naast de golfbelasting geeft de bekleding zelf ook een belasting af op het geotextiel. Samen resulteert dit in een neerwaartse kracht op het geotextiel. Tevens geeft de ondergrond een reactiekracht op het geotextiel, ofwel een opwaartse kracht. Voor doorpensen door golfbelasting geldt de formule 7.15.



Figuur 2: Schematisering golfslag

$$\text{Doorpensassterkte} = \text{Neerwaartse kracht} - \text{opwaartse kracht} \quad 7.15$$

Voor het bepalen van de belasting afkomstig van golfslag op de glooiing- of kreukelbermconstructie geldt de formule 7.16. Deze formule is afkomstig uit “Geosynthetics and geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering” [2]

$$P_{golf} = A_g * \rho_w * g * H_s \quad 7.16$$

De A_0 is afhankelijk van de golfbrekerparameter (ξ_{op}) en de demping van de golfslag, de A_0 kan berekend worden met de formule 7.17, de formule is afkomstig uit “Toegepaste vloeistofmechanica” [3]. De factor voor het dempen van de golfslag is afhankelijk van of er een filterlaag (van granulair materiaal) aanwezig is, zie tabel 7.2.

$$A_g = \frac{\xi_{op}}{c_{golf}} \quad 7.17$$

Tabel 7.2: Dempingsfactor golfslag

Opbouw kustverdediging	Dempingsfactor (C_{golf})
Enkel toplaag	1
Toplaag en filterlaag (granulair materiaal)	2

De golfbrekerparameter kan bepaald worden met de formule 7.18. De formule is afkomstig uit "Toegepaste vloeistofmechanica" [3].

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,561 \cdot T_p^2}}} \quad 7.18$$

waarin:

- P_{golf} golfbelasting [N/m^2]
- A_g een functie van de golfsteilheid en golf gradiënt (of breker index ξ) [-]
- ρ_w massadichtheid water [kg/m^3]
- g versnelling zwaartekracht [m/s^2]
- H_s significante golfhoogte [m]
- ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
- C_{golf} dempingsfactor golfslag [-]
- T_p golfperiode bij de piek van het golfspectrum [s]
- α hellingshoek talud [°]

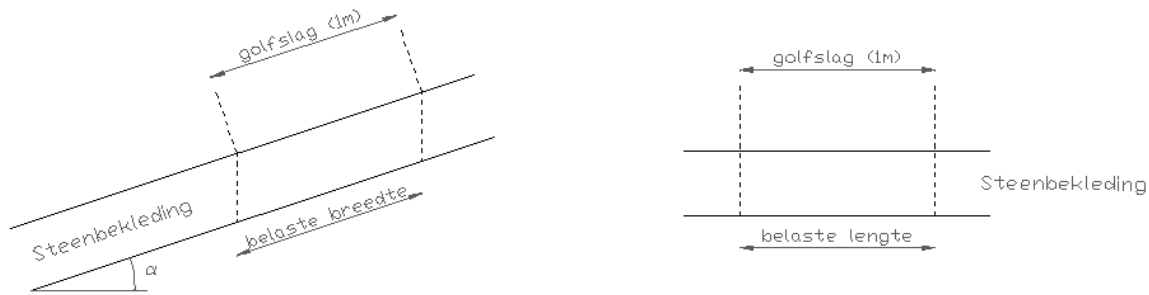
De belastingafdracht van de golfslag dient echter nog bepaald te worden op het grensvlak ten plaatse van het geotextiel. Tevens om de druk op het grensvlak tussen uitvullaag of breuksteen met het geokunststof te bepalen moet het gewicht van de steenbekleding en uitvullaag meegenomen worden.

Een golf die breekt op de dijk zal niet breken op één bepaald stuk, maar over een grotere oppervlakte. Echter de doorponsweerstand van het geotextiel wordt bepaald over een enkele steen. Omdat golfslag een druk op de dijk levert die geldt per m^2 , wordt er voor de oppervlakte voor het berekenen van de druk op de dijk $1 m^2$ ($1 m \times 1 m$) aangehouden. Deze oppervlakte is maar een klein gedeelte van het totaal vlak die onderhevig is aan golfbelasting. Omdat het beschouwde stukje dijk van $1 m^2$ omringd is door naastgelegen stukjes dijk van $1 m^2$, zal er geen gebruik worden gemaakt van een belastingspreiding. Het naastgelegen deel wordt immers even zwaar belast.

Golfslag is tevens enkel van toepassing op een helling, bij golfslag op een vlakke constructie zal de golfbrekerparameter nul zijn. Dit resulteert vervolgens in een golfbelasting van nul. Om deze reden worden enkel constructies onder een helling toegepast.

Steenbekleding onder een helling

In figuur 7.12 is weergegeven hoe het belastingsvlak op het grensvlak tussen uitvullaag-geotextiel wordt berekend. In formule 7.19 is weergegeven hoe de belaste breedte afhankelijk van de golfslag kan worden berekend en in formule 7.20 is weergegeven hoe de belaste lengte afhankelijk van de golfslag kan worden berekend.



Figuur 3: Belastingvlak, steenbekleding onder een helling

$$\text{Belaste breedte} = 1 \text{ m} \quad 7.19$$

$$\text{Belaste lengte} = 1 \text{ m} \quad 7.20$$

Op basis van het totale belastingvlak, de belastingafdracht van de golfslag en het gewicht van het steenbekleding (waarbij de dikte van de laag van de steenbekleding loodrecht op de laag wordt gemeten; gewicht van steenbekleding werkt altijd verticaal), kan de druk op het grensvlak worden berekend, zie formule 7.21.

$$P_{N;golf} = P_{golf} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} \quad 7.21$$

waarin:

$P_{N;golf}$ druk neerwaarts op het grensvlak [kN/m^2]

P_{golf} golfbelasting [kN/m^2]

γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m^3]

h laagdikte breuksteen [m]

α hellingshoek talud [$^\circ$]

7.3 Reactiedruk ondergrond

De ondergrond waarop het geotextiel is aangebracht, oefent een reactiekracht uit op het doorponzen van het voorwerp op het geotextiel. Dit is vergelijkbaar met een betonklinker die gelegen is op grond, bij belasting van bovenaf zal deze betonklinker altijd iets in de grond zakken. De ondergrond heeft een positieve werking ten opzichte van doorponzen op het geotextiel. De reactiedruk die geleverd kan worden door de ondergrond is afhankelijk van het draagvermogen van de ondergrond.

Het draagvermogen van de ondergrond kan bepaald worden met behulp van de proef met de lichte slagsonde. Deze proef is ontworpen om op een snelle en eenvoudige manier inzicht te krijgen in de draagkracht van de ondergrond tot een geringe diepte, hieruit volgt als draagkracht de ongedraineerde schuifsterkte van de ondergrond. Omdat er op het dijklichaam een onderlaag van cohesief (of gebonden materiaal) en slecht doorlatend materiaal wordt aangebracht met een minimale dikte van 0,8 meter, zal enkel voor de doorponsweerstand de draagkracht voor de onderlaag van de dijkbekleding benodigd zijn. Dit is omdat de onderlaag uit een kleiachtige laag bestaat terwijl het dijklichaam uit meer zandig materiaal bestaat. Dit betekent dat het dijklichaam meer draagkrachtig is dan de onderlaag. Door enkel de onderlaag te gebruiken in de berekening zal hierdoor de veiligste waarde worden gehanteerd.

Omdat de ondergrond altijd bestaat uit een verschillende samenstelling, is het niet mogelijk om zekerheid in te bouwen dat de gemeten draagkracht van de ondergrond de minimale draagkracht is. Zo kan er in een niet gemeten gebied een mindere draagkrachtige grond aanwezig zijn dan bij de

gemeten draagkracht. Om deze reden dient er een veiligheidsfactor te worden toegevoegd. De veiligheidsfactor zal een waarde hebben van 0,75, dit geeft dan de formule 7.22.

$$P_{ondergrond} = Ogedraineerde\ schuifsterkte * 0,75 \quad 7.22$$

Om te voorkomen dat er dusdanig grote doorpons krachten op het geotextiel optreden, wordt er een minimum eis gesteld aan de ongedraineerde schuifsterkte van de onderliggende laag. De minimum eis is voortgekomen uit het onderzoeksrapport "Bouwstof uit met grondeigen bacteriën versterkte slappe bagger" van Rijkswaterstaat. Hier wordt als eis gesteld dat bij belastingen afkomstig van een shovel de onderliggende laag minimaal een ongedraineerde schuifsterkte van 40 kN/m² moet bevatten. Door te veronderstellen dat een rupsgraafmachine een gelijke belasting afdraagt als een shovel, kan de eis die geldt voor de ongedraineerde schuifsterkte van de onderliggende laag bij een shovel ook gehanteerd worden bij een rupsgraafmachine.

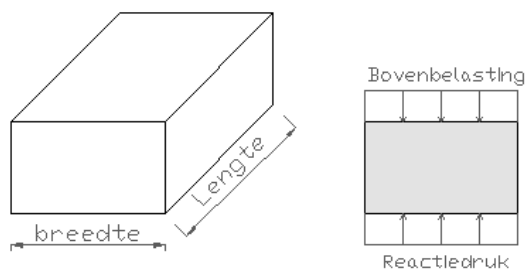
7.4 Doorponssterkte

In werkelijkheid zal na een bepaald tijdsbestek de bovenbelasting volledig gedragen worden door de ondergrond, indien dit niet het geval is zal alles versneld wegzakken. Echter bij een toename van de bovenbelasting, zal er indrukking van de steenbekleding volgen. Na een bepaalde tijd zal de kracht neerwaarts gelijk zijn aan de reactiekracht opwaarts, waardoor de steenbekleding in positie blijft. Tijdens de indrukking is er een grotere kracht neerwaarts dan een reactiekracht opwaarts, het geotextiel zal tijdens dit proces bestand moeten zijn tegen de resulterende kracht (ofwel doorpons kracht).

De belastingafdracht van de kracht die van werking is op de constructie en de reactiekracht van de ondergrond, zijn van invloed op de doorponssterkte. De doorponssterkte dient bepaald te worden als puntlast afkomstig van de bekleding. De bekleding kan echter bestaan uit verschillende materialen, dit zijn zetsteen en breuksteen. Zetsteen is een bekledingstype waarbij de afmetingen van een enkel element iedere keer hetzelfde is, bij breuksteen heeft iedere steen een andere vorm en afmeting. Hiervoor zijn dus twee verschillende formules opgesteld.

7.4.1 Zetsteen

Zetsteen is een materiaal waarbij ieder element uit dezelfde vorm en afmeting bestaat. Hier kan dus gerekend worden met een breedte en lengte van de element (zie figuur 7.13).



Figuur 7.13: Schematische weergave van zetsteen en belasting

In formule 7.23 en 7.24 is weergegeven hoe de puntlast loodrecht op het geotextiel en evenwijdig met het geotextiel (trekkracht) bepaald kan worden, waarbij de belastingafdracht afkomstig van groot materieel en de reactiekracht van de ondergrond centraal staan.

$$F_R = \cos(\alpha) * P_{Neerwaarts} * b^2 - P_{Opwaarts} * b^2 \quad 7.23$$

$$F_t = \sin(\alpha) * P_{Neerwaarts} * b^2 \quad 7.24$$

In formule 7.25 en 7.26 is weergegeven hoe de puntlast loodrecht op het geotextiel en evenwijdig met het geotextiel (trekkracht) bepaald kan worden, waarbij de belastingafdracht afkomstig van golfslag en de reactiekracht van de ondergrond centraal staan. Hierbij geldt bij de belasting afkomstig van golfslag dat deze loodrecht op de steenbekleding werkt, dit is dus direct de doorponskracht op het geotextiel. De belasting van de steenbekleding dient echter te worden ontbonden in een doorponskracht en een trekkracht.

$$F_R = \left(P_{\text{golf}} + \cos(\alpha) * \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} \right) * b^2 - P_{\text{Opwaarts}} * b^2 = (P_{\text{golf}} + \gamma_s * h) * b^2 - P_{\text{Opwaarts}} * b^2 \quad \mathbf{7.25}$$

$$F_t = \sin(\alpha) * \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} * b^2 \quad \mathbf{7.26}$$

waarin:

- F_R doorponskracht [kN]
- F_t trekkracht [kN]
- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m²]
- P_{Opw} reactiekracht van de ondergrond [kN/m²]
- b breedte van de zetsteen [m]
- α hellingshoek talud [°]
- P_{golf} golfbelasting [kN/m²]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m³]
- h laagdikte breuksteen [m]

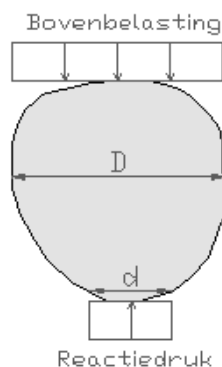
Bewijs:

$$F_R = \left(\frac{P_{\text{Neerwaarts}} * A}{l} - \frac{P_{\text{Opwaarts}} * A}{l} \right) * b$$

$$F_R = \left(\frac{P_{\text{Neerwaarts}} * b * l}{l} - \frac{P_{\text{Opwaarts}} * b * l}{l} \right) * b$$

7.4.2 Waterbouwsteen

Waterbouwsteen is een materiaal waarbij ieder element uit een andere vorm en afmeting bestaat. Hier dient te worden gerekend met de maximale diameter van de waterbouwsteen en de diameter ter plaatse van het geotextiel (zie figuur 7.14).



Figuur 7.14: Schematische weergave van waterbouwsteen en belasting

In formule 7.27 en 7.28 is weergegeven hoe de puntlast loodrecht op het geotextiel en evenwijdig met het geotextiel (trekkracht) bepaald kan worden, waarbij de belastingafdracht afkomstig van groot materieel en de reactiekracht van de ondergrond centraal staan.

$$F_R = \cos(\alpha) * \pi * d * \left(\left(\frac{P_{Neerwaarts} * D^2}{4 * d} \right) - \left(\frac{P_{Opwaarts} * d}{4} \right) \right) \quad 7.27$$

$$F_t = \sin(\alpha) * \left(\frac{P_{Neerwaarts} * \pi * D^2}{4} \right) \quad 7.28$$

In formule 7.29 en 7.30 is weergegeven hoe de puntlast loodrecht op het geotextiel en evenwijdig met het geotextiel (trekkracht) bepaald kan worden, waarbij de belastingafdracht afkomstig van golfslag en de reactiekracht van de ondergrond centraal staan. Hierbij geldt bij de belasting afkomstig van golfslag dat deze loodrecht op de steenbekleding werkt, dit is dus direct de doorponskracht op het geotextiel. De belasting van de steenbekleding dient echter te worden ontbonden in een doorponskracht en een trekkracht.

$$F_R = \pi * d * \left(\frac{(P_{golf} + \gamma_s * h) * D^2}{4 * d} - \frac{P_{Opwaarts} * d}{4} \right) \quad 7.29$$

$$F_t = \sin(\alpha) * \left(\frac{\sin(\alpha) * \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} * \pi * D^2}{4} \right) \quad 7.30$$

waarin:

- F_R doorponskracht [kN]
- F_v trekkracht [kN]
- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m²]
- P_{Opw} reactiekracht van de ondergrond [kN/m²]
- D maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
- d breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel ($d = D * 0,5$) [m]
- α hellingshoek talud [°]
- P_{golf} golfbelasting [kN/m²]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m³]
- h laagdikte breuksteen [m]

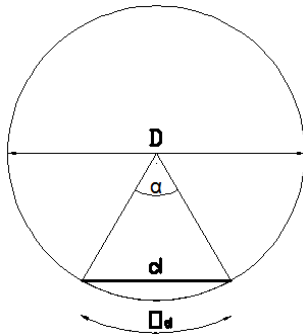
Bewijs:

$$F_R = \left(\frac{P_{Neerwaarts} * A}{O} - \frac{P_{Opwaarts} * A}{O} \right) * O$$

$$F_R = \left(\frac{P_{Neerwaarts} * \frac{1}{4} * \pi * D^2}{\pi * d} - \frac{P_{Opwaarts} * \frac{1}{4} * \pi * d^2}{\pi * d} \right) * \pi * d$$

Indien je kan aannemen dat waterbouwsteen de vorm heeft van een cirkel en ligt op een ondergrond waarbij de waterbouwsteen een geringe indrukking heeft. Wordt veronderstelt dat de waterbouwsteen een contactvlak heeft van 1/6 deel van de totale omtrek van de cirkel. Met behulp van de formule 7.31 is de d (breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel) te bepalen, in figuur 7.15 is een schematische weergave gegeven van het bepalen van het contactvlak met het geotextiel.

$$d = D * 0,5 \quad 7.31$$



Figuur 7.15: Bepalen grensvlak waterbouwsteen - geotextiel

Bewijs:

$$O_d = \frac{1}{6} O_D$$

$$\alpha = \frac{O_d}{O_D} * 360$$

$$d = 2 * \sin\left(\frac{1}{2} * \alpha\right) * \frac{1}{2} D$$

Een combinatie van deze formules geeft:

$$d = 2 * \sin\left(\frac{1}{2} * \frac{\frac{1}{6} * O_D}{O_D} * 360\right) * \frac{1}{2} D$$

$$d = D * \sin(30)$$

$$d = D * 0,5$$

Literatuur

1. CURNET. (1995). *CUR-rapport 175: Geokunststoffen in de wegebouw en als grondwapening*. Gouda: CUR.
2. Nortier, i. I., & de Koning, i. P. (1996). *Toegepaste vloeistofmechanica*. Groningen, the Netherlands: Wolters-Noordhoff.
3. Pilarczyk, K. W. (2000). *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*. Rotterdam: A.A. Balkema.

Bijlage 8. Gedetailleerde methode: Rekvermogen

Het rekvermogen dat het geotextiel moet bevatten is afhankelijk van verschillende condities en omstandigheden. Zo is het afhankelijk van de valenergie afkomstig van vallende stenen of van een belasting op de dijkbekleding. Hierbij is onderscheid te maken in een drietal verschillende situaties, dit zijn:

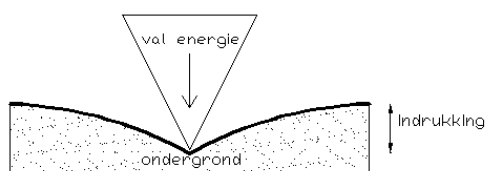
1. Enkel onder invloed van perforatie;
2. Enkel onder invloed van doorpons;
3. Zowel onder invloed van perforatie als doorpons.

Bij de situatie enkel perforatie dient het rekvermogen van het geotextiel enkel te voldoen aan de vervorming die vallende stenen veroorzaken. Indien de situatie enkel doorpons van toepassing is, dient het rekvermogen van het geotextiel enkel te voldoen aan vervorming gedurende een neerwaartse belasting op het geotextiel. Wanneer zowel perforatie en doorpons voorkomt dient het rekvermogen van het geotextiel te voldoen aan de vervorming veroorzaakt door vallende steen met daarbij de vervorming die vervolgens optreedt gedurende een neerwaartse belasting op het geotextiel.

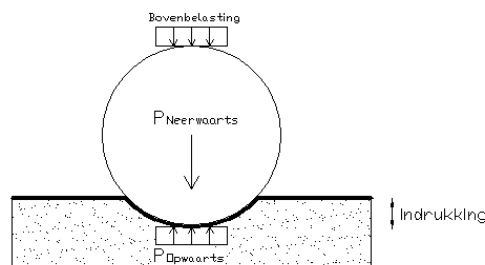
8.1 Modelleren rekvermogen

Gedurende de perforatie van het geotextiel en tijdens een neerwaartse belasting geleverd door de doorpons belastingen zal de steenbekleding in de grond gedrukt worden. Het geotextiel dat tussen de steenbekleding en de ondergrond is aangebracht zal met deze indrukkingen moeten mee vervormen om scheur- en gatenvorming te voorkomen (zie figuur 8.1). Dit is ook wel de vervorming die in het materiaal optreedt gegeven een bepaalde belasting, ook wel de rek van het geotextiel genoemd. Om niet te bezwijken dient het geotextiel over een rekvermogen te beschikken, dit is de rek die het geotextiel moet ondergaan om te voldoen aan de eisen die gesteld worden.

b) rek bij penetratie



b) rek bij doorpons



Figuur 8.1: Modellschets rekvermogen geotextiel

8.2 Rekvermogen onder invloed van perforatie

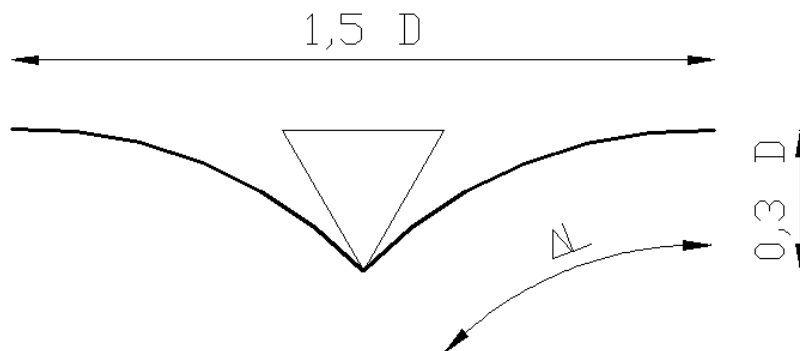
Tijdens het aanbrengen van het waterbouwsteen vanaf een bepaalde hoogte op het geotextiel, komt er een dusdanige val energie vrij die indrukking in de ondergrond veroorzaakt. Bij indrukking van de ondergrond dient het geotextiel mee te vervormen, om zo scheuren of gaten in het geotextiel te voorkomen. Dit vervormen wordt ook wel het rekvermogen van het geotextiel genoemd. Om een geotextiel te ontwerpen die voldoet aan de meest kritische omstandigheden, dient per saldo altijd aannames te worden gedaan waarbij het geotextiel de grootste kans heeft op bezwijken. Bij het stellen van eisen aan het rekvermogen van het geotextiel onder invloed van een vallende steen dient daarom een puntige steen met een zwakke ondergrond te worden beschouwd.

Wegens ontbrekende informatie (zie aantekening 8.1), wordt er een eis gesteld ten aanzien van het geotextiel gebaseerd op een inschatting van de diepte waarover een scherpe steen kan worden weggedrukt zonder dat de (plastische) rek capaciteit wordt overschreden. Er wordt een aanname

gedaan van een indrukking van 1/3 maal de steen diameter. Tevens wordt er als maatgevende situatie verondersteld dat de steen tussen andere stenen in ligt, daarom zal de verlenging van het geotextiel over een afstand van 1,5 maal de steen diameter worden opgenomen, voor een schematische weergave van de indrukking van een steen in de grond zie figuur 8.1. Hierbij moet wel vermeld worden dat dit enkel geldt, waarbij één dimensie wordt beschouwd. Dit alles is in relatie met een maximale valhoogte van twee meter en is zowel van toepassing voor uitvoering in den droge als in den natte.

Aantekening 8.1:

Het CUR-rapport 174 "Geokunststoffen in de waterbouw" geeft een verwijzing naar het document "Berendsen, E., De invloed van het storten van steen op geotextielen. Werkrapport CUR C 80-2, Delft, 9 maart 1994". Hier is onderzoek uitgevoerd naar de invloed van het storten van steen op geotextiel. Echter door een laatste reorganisatie van Rijkswaterstaat is dit document verloren gegaan en niet meer terug te vinden in de archieven. Ook de CUR Bouw & Infra heeft niet de beschikking over dit document.



Figuur 8.2: Schematische weergave indrukking van een steen

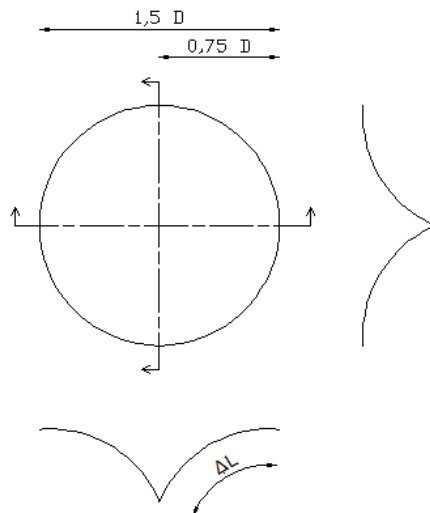
Enkel rekening houdende met één dimensie, zal de rek die het geotextiel moet kunnen ondervinden volgen uit de lengte van het gekromde geotextiel en de oorspronkelijke lengte. Het rekvermogen van het geotextiel is dan te bepalen volgens de formule 8.1.

$$\varepsilon = \left(\frac{2 \cdot \Delta L}{L_0} - 1 \right) * 100\% \tag{8.1}$$

waarin:

- ε rekvermogen geotextiel in één dimensie [%]
- ΔL lengte vervorming geotextiel [m]
- L_0 lengte geotextiel in een vlakke positie (1,5 * D) [m]

Indien er rekening wordt gehouden met een tweede dimensie, zal de rek die het geotextiel moet kunnen ondervinden volgen uit de lengte van het vervormde geotextiel, de oppervlakte van het vervormde geotextiel en de oorspronkelijk oppervlakte. In figuur 8.3 is een schematisch weergave gegeven van een vervormd geotextiel, rekening houden met twee dimensies. De rek van het geotextiel is te bepalen volgens formule 8.2.



Figuur 8.3: Indrukking geotextiel over een oppervlakte

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) * 100\% \quad 8.2$$

waarin:

- ε_{opp} rekvermogen geotextiel over het gehele ingeklemde oppervlak[%]
- ΔA oppervlakte vervorming geotextiel [m²]
- A_0 oppervlakte geotextiel in een vlakke positie [m²]

Het bepalen van de oppervlakte van het geotextiel in een vlakke positie kan met behulp van formule 8.3.

$$A_0 = \frac{1}{4} \pi * Diameter^2 = \frac{1}{4} \pi * (1,5D)^2 \quad 8.3$$

waarin:

- A_0 oppervlakte geotextiel in een vlakke positie [m²]
- D maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]

Het bepalen van de oppervlakte bij vervorming van het geotextiel kan met behulp van formule 8.4.

$$\Delta A = \pi * \text{straal}^2 = \pi * \Delta L^2 \quad 8.4$$

waarin:

- ΔA oppervlakte vervorming geotextiel [m²]
- ΔL lengte vervorming geotextiel [m]

De vervorming van het geotextiel kan bepaald worden als lengte van de kromming, de kromming kan benaderd worden door te veronderstellen dat het cirkelsegmenten betreffen. De vervorming is te bepalen met behulp van formule 8.5.

$$\Delta L = \frac{O_{cirkel} * \gamma}{360} = \frac{2\pi * R * \gamma}{360} = \frac{2\pi * R_{res} * 44}{360} \quad 8.5$$

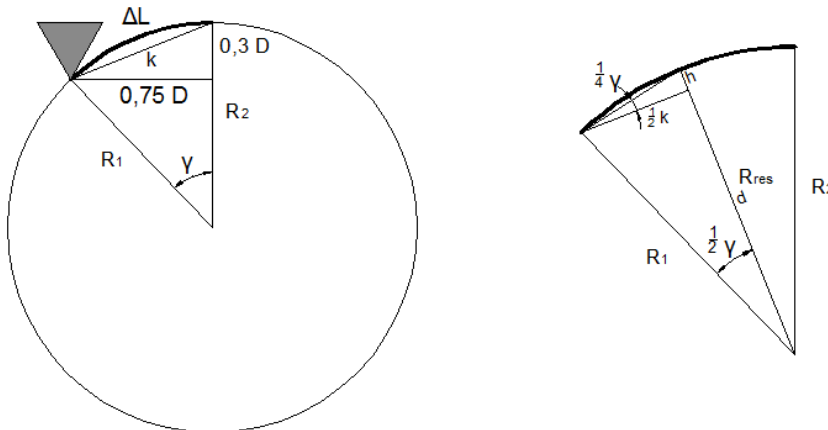
waarin:

- ΔL lengte vervorming geotextiel [m]
- R_{res} straal van de cirkel (straal =gelijk aan de maximale D_{85} van de steen sortering) [m]
- γ middelpuntshoek [°]

$$\gamma = 0,761 \text{ rad} = 44^\circ$$

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{2}\gamma\right)} + \tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right) * \frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}$$

Bewijs, zie figuur 8.4 voor de betekenis van de parameters:



Figuur 8.4: Onderbouwing parameters

De straal en de hoek van het cirkelsegment zijn te berekenen met de volgende vergelijkingen.

$$R * \sin(\gamma) = 0,75 D$$

$$R * (1 - \cos(\gamma)) = 0,3 D$$

Elimineren van onbekende R.

$$R: 0,75 D * (1 - \cos(\gamma)) = 0,3 D * \sin(\gamma)$$

$$R: 0,75 * (1 - \cos(\gamma)) = 0,3 * \sin(\gamma)$$

Uit de vergelijking is de γ niet zondermeer op te lossen, er zal daarom een benadering worden gebruikt.

$$\sin(\gamma) = \gamma; \cos(\gamma) = 1 - \gamma^2$$

Hieruit volgt:

$$\gamma = 0 \text{ of } \gamma = 2 * 0,3 * 0,75 \quad (\text{in radialen})$$

Numeriek geeft dit:

$$\gamma = 0,761 \text{ rad} = 44^\circ$$

Doordat R_1 en R_2 ongelijke lengte bedragen, dient de R_{res} worden berekend. Deze bevindt zich op een op een $\frac{1}{2} \gamma$.

$$R_{res} = d + h = \frac{\frac{1}{2}k}{\tan\left(\frac{1}{2}\gamma\right)} + \tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right) * \frac{1}{2}k = \frac{\frac{1}{2}k}{\tan(22)} + \tan(11) * \frac{1}{2}k$$

Waarbij:

$$k = \sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}$$

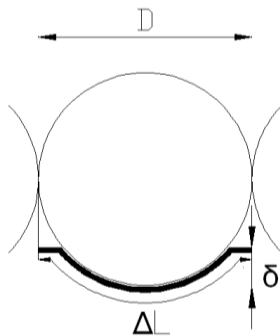
Dit geeft:

$$R_{res} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}}{\tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right)} + \tan\left(\frac{1}{4}\gamma\right) * \frac{1}{2}\sqrt{((0,75 D)^2 + (0,3 D)^2)}$$

8.3 Rekvermogen onder invloed van doorpons

Tijdens zowel de uitvoeringsfase als de gebruiksfase is het geotextiel onderhevig aan doorpons belasting afkomstig van groot materieel of golfslag. De belasting veroorzaakt een zodanig grote kracht op de steenbekleding dat deze in de ondergrond worden gedrukt. Bij indrukking van de ondergrond dient het geotextiel mee te vervormen, om zo scheuren of gaten in het geotextiel te voorkomen. Dit vervormen wordt ook wel het rekvermogen van het geotextiel genoemd. Om een geotextiel te ontwerpen die voldoet aan de meest kritische omstandigheden, dient per saldo altijd aannames te worden gedaan waarbij het geotextiel de grootste kans heeft op bezwijken. De grootste kans op bezwijken is wanneer het zetsteen als ronde vorm wordt beschouwd, waaronder een uitvullaag is aangebracht, die met de zetsteen zal mee vervormen. De uitvullaag zal dezelfde vervorming overbrengen aan de ondergrond, waar vervolgens het geotextiel met mee dient te vervormen. Een vierkante steen heeft namelijk ten opzichte van een ronde steen een veel groter contactvlak met de ondergrond, hierdoor zal de belasting beter worden overgedragen naar de ondergrond. Dit geeft een mindere indrukking van de zetsteen dan bij een ronde vorm. Hierbij zullen eventuele steen afwijkingen geen schade kunnen aanrichten aan het geotextiel.

Als maatgevende eis ten opzicht van de rek van het geotextiel dient de steen ingeklemd te zijn tussen andere stenen, zoals in figuur 8.5 is weergegeven. Dit betekent dat het geotextiel vervormt over enkel de diameter van de steen. Hierbij moet wel vermeld worden dat dit enkel geldt, waarbij één dimensie wordt beschouwd.



Figuur 8.5: Schematische weergave indrukking van een ronde steen

Enkel rekening houdende met één dimensie, zal de rek die het geotextiel moet kunnen ondervinden volgen uit de lengte van het gekromde geotextiel en de oorspronkelijke lengte. Het rekvermogen van het geotextiel is dan te bepalen volgens de formule 8.6.

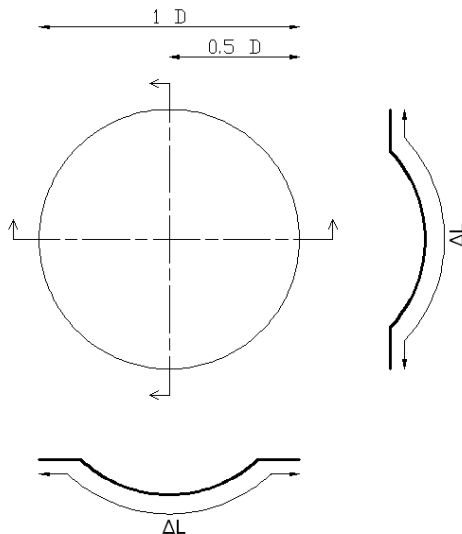
$$\varepsilon = \left(\frac{\Delta L}{L_0} - 1 \right) * 100\%$$

8.6

waarin:

- ε rekvermogen geotextiel [%]
- ΔL lengte vervorming geotextiel [m]
- L_0 lengte geotextiel in een vlakke positie (=D) [m]

Indien er rekening wordt gehouden met een tweede dimensie, zal de rek die het geotextiel moet kunnen ondervinden volgen uit de lengte van het vervormde geotextiel, de oppervlakte van het vervormde geotextiel en de oorspronkelijk oppervlakte. In figuur 8.6 is een schematisch weergave gegeven van een vervormd geotextiel, rekening houden met twee dimensies.



Figuur 8.6: Indrukking geotextiel over een oppervlakte

Het rekvermogen van het geotextiel is te bepalen volgens formule 8.7.

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) * 100\% \quad 8.7$$

waarin:

- ε_{opp} rekvermogen geotextiel over het gehele ingeklemde oppervlak[%]
- ΔA oppervlakte vervorming geotextiel [m²]
- A_0 oppervlakte geotextiel in een vlakke positie [m²]

Het bepalen van de oppervlakte van het geotextiel in een vlakke positie kan met behulp van formule 8.8.

$$A_0 = \pi * R^2 \quad 8.8$$

waarin:

- A_0 oppervlakte geotextiel in een vlakke positie [m²]
- R straal van de steen (te bepalen volgens formule 8.12) [m]

Het bepalen van de oppervlakte bij vervorming van het geotextiel kan met behulp van formule 8.9.

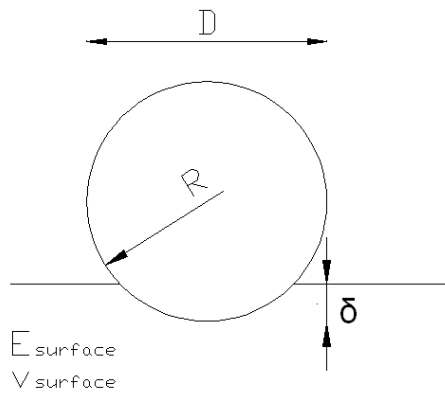
$$\Delta A = \frac{1}{4} \pi * \Delta L^2 \quad 8.9$$

waarin:

- ΔA oppervlakte vervorming geotextiel [m²]
- ΔL lengte vervorming geotextiel (te bepalen volgens formule 8.13)[m]

8.3.1 Indrukking

De vervorming van het geotextiel is afhankelijk van de indrukking van de steen in de ondergrond, zie figuur 8.7. De formule 8.11 voor het bepalen van welke belasting benodigd is voor een bepaalde indrukking diepte is afkomstig uit Kontaktmechanik und Reibung [1].



Figuur 8.7: Schematische weergave indrukking van een steen

$$F_N = \frac{4}{3} * \frac{E_{surface}}{(1-\nu_{surface}^2)} * \sqrt{(R)} * \delta \tag{8.10}$$

De oppervlakte van een vierkant is met de formule 8.12 gelijk te stellen aan de straal van een ronde steen.

$$R = \sqrt{\left(\frac{L*b}{\pi}\right)} \tag{8.11}$$

Formule 8.11 gaat in op de draagkracht van de ondergrond, het contactvlak van de steen, een belasting die erop werkt en de totale indrukking van de in de ondergrond. De draagkracht van de ondergrond geeft een reactiekracht aan het geotextiel ten opzichte van indrukking. Hierbij zijn de Elasticiteitsmodulus en de coëfficiënt van Poisson van belang, hoe groter de reactiekracht hoe minder diep de steen zal indrukken. Tevens is de grote van het contactvlak tussen de steen en ondergrond van invloed. Indien het contactvlak groter is zal de neerwaartse belasting over een grotere oppervlakte worden gespreid, tevens zal de reactiekracht ook toenemen als het contactvlak groter is. De steen kan echter enkel in de grond gedrukt worden onder een bepaalde neerwaartse belasting, hoe groter de neerwaartse belasting hoe groter de indrukking.

Voor het bepalen van de indrukking diepte met een bepaalde bovenbelasting, geldt formule 8.12.

$$\delta = \left(\frac{3*F_N*(1-\nu_{surface}^2)}{4*E_{surface}*\sqrt{(R)}}\right)^{2/3} \tag{8.12}$$

$$F_N = P_{Neer} * A_{steen}$$

$$P_{Neer} = \frac{F_{rupskraan}}{A_{rupband}} + \gamma_{S;1} * h_1 + \gamma_{S;2} * h_2$$

waarin:

- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [N/m^2]
- F_{N} bovenbelasting gedragen door een enkele steen, inclusief gewicht steenbekleding [N]
- A_{steen} oppervlakte steen [m^2]
- E_{surface} elasticiteitsmodulus van de ondergrond [N/m^2]
- N_{surface} coëfficiënt van Poisson van de ondergrond [-]
- R straal van de steen [m]
- $\gamma_{s;1}$ volumieke massa zetsteen [kN/m^3]
- h_1 laagdikte zetsteen [m]
- $\gamma_{s;2}$ volumieke massa uitvullaag [kN/m^3]
- h_2 laagdikte van de uitvullaag [m]

8.3.2 Vervorming

De vervorming van het geotextiel kan bepaald worden als lengte van de kromming, waarbij de kromming benaderd kan worden door te veronderstellen dat het cirkelsegmenten betreffen. De vervorming is te bepalen met behulp van formule 8.13. De onderbouwing van de parameters is weergegeven in figuur 8.8.

$$\Delta L = R * \frac{\pi}{180} * \gamma + (2R - k) \tag{8.13}$$

waarin:

- R straal van de steen [m]
- γ middelpuntshoek [$^\circ$]
- k lengte over de indrukking van de steen

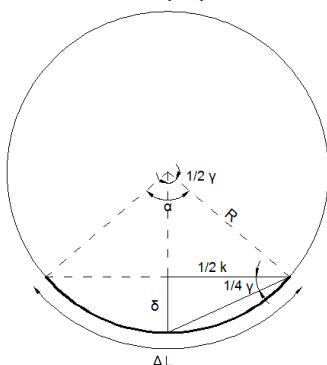
De lengte over de indrukking van de steen kan bepaald worden met formule 8.14 en de middelpuntshoek kan bepaald worden met behulp van formule 8.15.

$$k = 2 * \sqrt{(2R * \delta - \delta^2)} \tag{8.14}$$

$$\gamma = 2 * \sin^{-1} \left(\frac{2 * \sqrt{(2R * \delta - \delta^2)}}{2R} \right) \tag{8.15}$$

Bewijs:

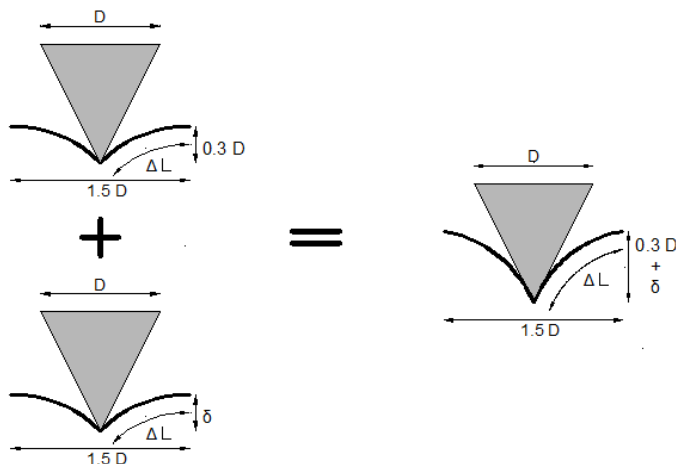
$$\gamma = 2 * \sin^{-1} \left(\frac{k}{(2R)} \right)$$



Figuur 8.8: Onderbouwing van de parameters

8.4 Rekvermogen onder invloed van zowel perforatie als doorpons

Bij een constructie die boven het laagwaterniveau is gelegen en waarop een waterbouwsteen bekleding is aangebracht. Kan het geotextiel ondervonden zijn aan zowel perforatie en doorpons, het geotextiel dient hier dus over een extreem groot rekvermogen te beschikken. Dit omdat het geotextiel eerst dient mee te vervormen gedurende het aanbrengen van de waterbouwsteen. Waarna vervolgens het groot materieel gaat manoeuvreren over de steenbekleding, waarbij het geotextiel ook dient mee te vervormen. De vervorming van doorpons komt bovenop de vervorming bij perforatie, zie figuur 8.9.



Figuur 8.9: Schematische weergave indrukking perforatie en doorpons

Om een geotextiel te ontwerpen die voldoet aan de meest kritische omstandigheden, dient per saldo altijd aannames te worden gedaan waarbij het geotextiel de grootste kans heeft op bezwijken. Bij het stellen van eisen aan het rekvermogen van het geotextiel onder invloed van een vallende steen dient daarom een puntige steen met een zwakke ondergrond te worden beschouwd.

Het bepalen van het rekvermogen kijkende naar één dimensie van geotextiel onder invloed van zowel perforatie als doorpons kan berekend worden met de formule 8.16. Rekening houden met een tweede dimensie, kan het rekvermogen berekend worden met de formule 8.17.

$$\varepsilon_{opp} = \left(\frac{\Delta A}{A_0} - 1 \right) * 100\% \quad 8.16$$

waarin:

ε_{opp} rekvermogen geotextiel over het gehele ingeklemde oppervlak[%]

ΔA oppervlakte vervorming geotextiel [m²]

A_0 oppervlakte geotextiel in een vlakke positie [m²]

$$A_0 = \frac{1}{4} \pi * Diameter^2 = \frac{1}{4} \pi * (1,5D)^2 \quad 8.17$$

waarin:

A_0 oppervlakte geotextiel in een vlakke positie [m²]

D maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]

Het bepalen van de oppervlakte bij vervorming van het geotextiel kan met behulp van formule 8.18.

$$\Delta A = \pi * \text{straal}^2 = \pi * \Delta L^2 \quad 8.18$$

waarin:

- ΔA oppervlakte vervorming geotextiel [m²]
- ΔL lengte vervorming geotextiel [m]

8.4.1 Indrukking

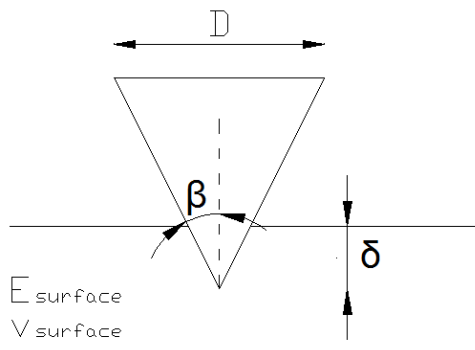
De uiteindelijke indrukking (Z) van de steen onder belasting van perforatie en doorpons kan bepaald worden met de formule 8.19.

$$Z = 0,3D + \delta \tag{8.19}$$

waarin:

- Z totale indrukking van de steen [m]
- 0,3D indrukking van de steen tijdens perforatie [m]
- δ indrukking van de steen tijdens doorpons [m]

De indrukking van waterbouwsteen steen gedurende doorpons is schematisch weergegeven in figuur 8.10. De formule 8.20 voor het bepalen van welke belasting benodigd is voor een bepaald indrukkingdiepte is afkomstig uit Kontaktmechanik und Reibung [1].



Figuur 8.10: Schematische weergave indrukking van een puntige steen

$$F_{Neer} = \frac{2}{\pi} * \frac{E_{surface}}{(1-\nu_{surface}^2)} * \tan(\beta) * \delta \tag{8.20}$$

Deze formule gaat in op de draagkracht van de ondergrond, de hoek van de punt van de steen, een belasting die erop werkt en de totale indrukking van de steen in de ondergrond. De draagkracht van de ondergrond geeft een reactiekracht aan het geotextiel ten opzichte van indrukking. Hierbij zijn de Elasticiteitsmodulus en de coëfficiënt van Poisson van belang, hoe groter de reactiekracht hoe minder diep de steen zal indrukken. Tevens is de grote van de hoek van de punt van de steen van invloed. Indien de hoek van de steen groter is zal de wrijving ook groter zijn, dit betekent dat de steen minder ver in de grond zal indrukken. De steen kan enkel in de grond gedrukt worden onder een bepaalde neerwaartse belasting, hoe groter de neerwaartse belasting hoe groter de indrukking.

Voor het bepalen van de indrukkingdiepte met een bepaalde bovenbelasting, geldt formule 8.21.

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{F_N * \pi * (1-\nu_{surface}^2)}{2 * E_{surface} * \tan(\beta)}\right)} \tag{8.21}$$

$$F_N = P_{Neer} * A_{steen}$$

$$P_{Neer} = \frac{F_{rupskraan}}{A_{rupsband}} + \gamma_s * h$$

waarin:

- P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m²]
- F_N bovenbelasting gedragen door een enkele steen, inclusief gewicht steenbekleding [N]
- A_{steen} oppervlakte steen [m²]
- $E_{surface}$ elasticiteitsmodulus van de ondergrond [N/m²]
- $\nu_{surface}$ coëfficiënt van Poisson van de ondergrond [-]
- β hoek van de punt met de zwaartekracht lijn [°]
- γ_s volumieke massa waterbouwsteen [kN/m³]
- h laagdikte waterbouwsteen [m]

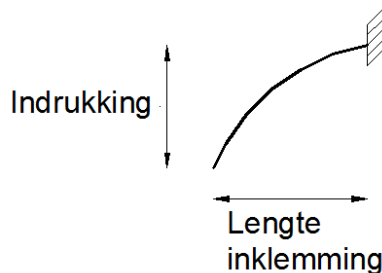
Uit de formules 8.17 en 8.19 volgt formule 8.22 voor het bepalen van de totale indrukking van de ondergrond door een puntige waterbouwsteen.

$$Z = 0,3 * D + \sqrt{\left(\frac{P_N * \pi * (1 - \nu_{surface}^2)}{2 * E_{surface} * \tan(26,57)}\right)} \quad 8.22$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{\frac{1}{2}D}{D}\right) = \tan^{-1}(0,5) = 26,57^\circ$$

8.4.2 Vervorming

Bij het bepalen van de vervorming van het geotextiel door de indrukking van het geotextiel wordt er echter onderscheidt gemaakt in de verhouding: lengte inklemming en indrukking (zie figuur 8.11).



Figuur 8.11: Schematische weergave inklemming

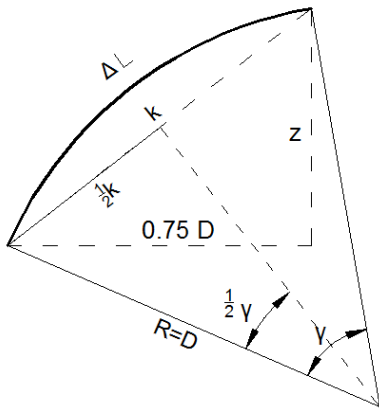
Indien de verhouding:

$$\begin{array}{lcl} \text{Lengte inklemming} & \geq & \text{Indrukking} \\ 0,75 D & \geq & Z \end{array}$$

Bij een grotere inklemlengte dan de diepte van de indrukking van de steen, kan er worden verondersteld dat de vervorming van het geotextiel gelijk is aan een cirkelboog. De cirkelboog is gelijk aan tweemaal de diameter van de steen. Dit geeft een zo realistisch verloop van de vervormingslijn onder een belasting met een reactiekracht van de ondergrond. Voor het bepalen van de vervorming wordt de formule 8.23 gehanteerd.

$$\Delta L = D * \left(\frac{\pi}{180}\right) * 2 * \sin^{-1}\left(\frac{\frac{1}{2} * \sqrt{(Z^2 + (0,75D)^2)}}{D}\right) \quad 8.23$$

Bewijs, zie figuur 8.12 voor de betekenis van de parameters:



Figuur 8.12: Schematische weergave bepalen vervorming

$$\Delta L = R * \left(\frac{\pi}{180}\right) * \gamma$$

$$\gamma = 2 * \frac{1}{2} \gamma$$

$$\frac{1}{2} \gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\frac{1}{2} k}{R}\right)$$

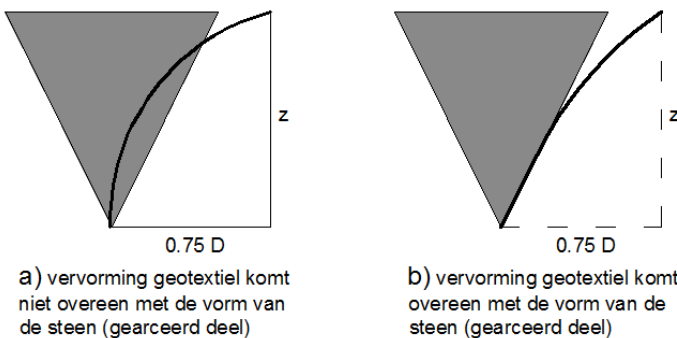
$$\frac{1}{2} k = \frac{\sqrt{(\delta^2 + (0,75 * D)^2)}}{2}$$

$$R = D$$

Indien de verhouding:

Lengte inklemming	<	Indrukking
0,75 D	<	Z

Bij een kleinere inklem lengte dan de diepte van de indrukking van de steen, kan er niet worden veronderstelt dat de vervorming gelijk is aan een cirkelboog. Dit omdat de indrukking van de steen gebaseerd is op een kegelvorm. Hierbij zal de cirkelboog zich door de kegelvorm begeven (zie figuur 8.13.a), dit correspondeert niet met de realiteit. In werkelijkheid zal het geotextiel de vorm aannemen van de kegel, hierbij is aangenomen dat dit gebeurt over 1/3 van de lengte van de puntvorm onder het maaiveld (zie figuur 8.13.b). Voor het bepalen van de vervorming wordt de formule 8.24 gehanteerd.

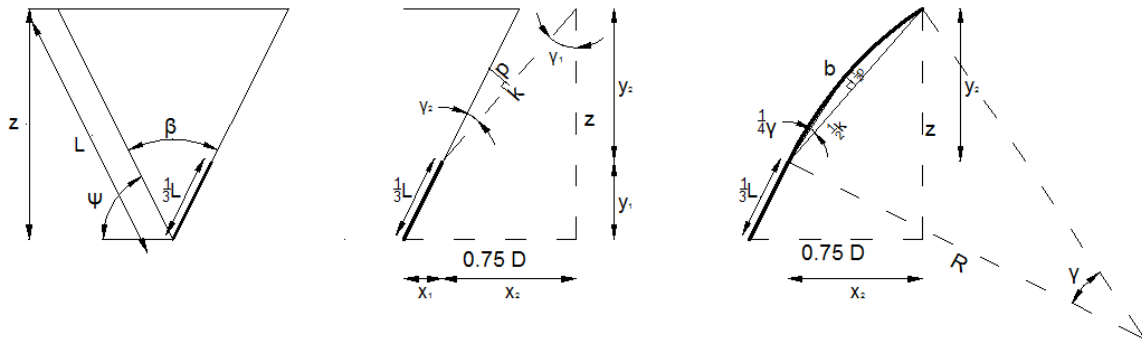


Figuur 8.13: Verloop vervorming van het geotextiel

$$\Delta L = \frac{1}{3} L; punt + D * \left(\frac{\pi}{180}\right) * \gamma$$

8.24

Bewijs, zie figuur 8.14 voor de onderbouwing van de parameters:



Figuur 8.14: Schematische weergave bepalen vervorming

Bepalen van de $\frac{1}{3} L_{,punt}$:

$$\frac{1}{3} L_{,punt} = \frac{1}{3} * \left(\frac{z}{\sin(\psi)} \right) = \frac{1}{3} * \left(\frac{z}{\sin(63,43)} \right)$$

$$\sin(\psi) = \left(\tan^{-1} \left(\frac{z}{\frac{1}{2}z} \right) \right) \rightarrow \sin(\tan^{-1} \psi) = \tan^{-1}(2)$$

- De α is een vaste waarde, deze is namelijk gebaseerd op de verhouding tussen de hoogte en de breedte van de puntige steen. Voor de puntige steen geldt namelijk de diameter is gelijk aan de indrukking

Bepalen van de booglengthe:

$$1. \quad k = \sqrt{((0,75D - 0,167z)^2 + (z - 0,333z)^2)}$$

$$x_1 = \sin\left(\frac{1}{2}\beta\right) * \frac{1}{3}L = \sin\left(\frac{1}{2} * 53,13\right) * \frac{1}{3} * \left(\frac{z}{\sin(63,43)} \right) = \frac{0,447 * z}{2,68} = 0,167z$$

$$y_1 = \cos\left(\frac{1}{2}\beta\right) * \frac{1}{3}L = \cos\left(\frac{1}{2} * 53,13\right) * \frac{1}{3} * \left(\frac{z}{\sin(63,43)} \right) = \frac{0,894 * z}{2,68} = 0,333z$$

$$x_2 = 0,75D - x_1 = 0,75D - 0,333z$$

$$y_2 = z - y_1 = z - 0,333z$$

$$k = \sqrt{x_2^2 + y_2^2}$$

$$2. \quad p = \frac{1}{2} * \tan\left(\tan^{-1}\left(\frac{0,75D - 0,167z}{z - 0,333z}\right)\right) * \sqrt{((0,75D - 0,167z)^2 + (z - 0,333z)^2)}$$

$$p = \frac{1}{2} * k * \tan(\gamma_2)$$

$$3. \quad R = \left(\frac{\frac{1}{2}k}{\sin\left(\frac{1}{2} * \frac{p}{k}\right)} \right)$$

$$\frac{1}{4}\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{\frac{1}{2}p}{\frac{1}{2}k}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{p}{k}\right)$$

$$R = \frac{\frac{1}{2}k}{\sin\left(2 * \frac{1}{4}\alpha\right)}$$

$$4. \quad \gamma = 4 * \tan^{-1}\left(\frac{p}{k}\right)$$

Literatuur

1. Popov, V. L. (2010). *Kontaktmechanik und Reibung*. Berlin Heidelberg: Springer.

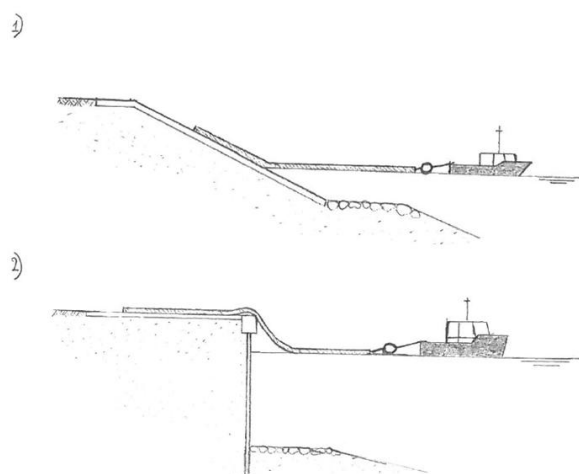
Bijlage 9. Gedetailleerde methode: Treksterkte

Tijdens de verschillende fasen waarin het geotextiel verkeert in de gebruik- en uitvoeringsfase treden trekkrachten op. Deze trekkrachten zijn bij de uitvoeringsfase voornamelijk als gevolg van het transporteren van het geotextiel, met als voorbeeld de uitvoering in den natte. Hierbij wordt vaak gebruik gemaakt van een zinkstuk (of kraagstuk) die vanaf een zate in het water wordt getrokken. Hierdoor wordt een trekkracht geleverd aan het geotextiel die kan leiden tot het scheuren van het geotextiel. In de uitvoering in den droge kan het geotextiel controleerbaar worden aangebracht door hulpmiddelen. Hierdoor zijn de optredende trekkrachten in den natte vaak groter dan in den droge. Tijdens de gebruiksfase is het geotextiel onderhevig aan trekkrachten als gevolg van het willen afglijden van de toplaag met of zonder geotextiel. Vaak wordt het geotextiel aan de bovenzijde van de constructie verankerd zodat afschuiven van het talud niet mogelijk is.

Zowel tijdens de gebruik- als uitvoeringsfase treden er trekkrachten op die het scheuren van het geotextiel als gevolg kunnen hebben. Het geotextiele doek dient weerstand te kunnen bieden tegen deze belastingen door een bepaald trekkracht op te kunnen nemen. Hiervoor dient bij het ontwerpen naast perforatieweerstand, rekvermogen en doorponsweerstand ook in te worden gegaan op de treksterkte van het geotextiel. In deze bijlage wordt beschreven hoe het bepalen van de benodigde treksterkte tot stand is gekomen en vervolgens zal worden toegepast in de ontwerprichtlijn.

9.1 Zink- of kraagstuk van de zate aftrekken

Wanneer gebruik gemaakt wordt van een zinkstuk (of kraagstuk) met betrekking tot de uitvoering dient deze vooraf te worden geconstrueerd omdat dit op de projectlocatie niet mogelijk is. Voor het construeren van een zinkstuk wordt gebruik gemaakt van een zate, een terrein gelokaliseerd dichtbij het water vaak bestaande uit asfalt of beton. De zate kan bestaan uit een flauw naar het water toelopen talud of uit een kademuur, zie figuur 9.1. Afhankelijk van het type zate waarop het zinkstuk zal worden geconstrueerd zijn de krachten anders bij het verplaatsen van het zinkstuk naar het water. Een voorwerp dat over een horizontaal vlak wordt verplaatst kost meer kracht dan een voorwerp wat op een helling naar beneden wordt verplaatst. De constructie van zatetype 2 is hierbij dan ook altijd maatgevend echter wanneer zatetype 1 toepasbaar is zal een geotextiel met een kleinere treksterkte benodigd zijn. Vanuit financieel oogpunt kan dit kostenbesparend zijn waardoor voor beide typen zaten rekenregels worden opgesteld voor het bepalen van de treksterkte.



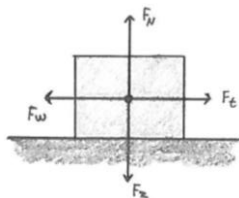
Figuur 9.1: Type zate (met en zonder helling)

De treksterkte bestaat uit de kracht die benodigd is voor het verplaatsen van het zinkstuk van locatie A naar locatie B. Het zinkstuk wordt door middel van het trekken aan het geotextiel verplaatst van de ene naar de andere locatie. Wanneer aan het geotextiel getrokken wordt wrijving tussen het geotextiel en het oppervlak van de zate ondervonden die een negatief werkende kracht levert. Is er sprake van een zate met een aflopend helling richting het water toe dan zal de benodigde trekkracht kleiner zijn. Het gewicht van het zinkstuk en de wrijvingskracht zijn beide belangrijke aspecten voor het bepalen van de benodigde trekkracht voor het verplaatsen van het zinkstuk.

De kracht die het zinkstuk, met betrekking op de benodigde treksterkte voor het verplaatsen, levert is een neerwaartse kracht op de zate. Afhankelijk van de constructie van de zate is deze kracht, afhankelijk van de hellingshoek, groter of kleiner. Daarnaast kan door een helling de wrijvingskracht mee- of tegenwerken (positief of negatief) waardoor een scheiding wordt gemaakt in een zate met en zonder helling.

9.1.1 Zate zonder helling

Wanneer er sprake is van type zate 2 (zie figuur 9.1.1) ligt het zinkstuk (of kraagstuk) aan de wal op een horizontale zate.



Figuur 9.2: Krachtenschema tijdens verplaatsen (zate zonder helling)

Het zinkstuk zal zich niet verplaatsen en oefent in rustpositie alleen een neerwaartse druk uit op de ondergrond waarbij het krachtenspel als in figuur 9.2 kan worden geschematiseerd. Door middel van de gravitatiewet van Newton kan de normaalkracht F_N worden berekend met formule 9.1.

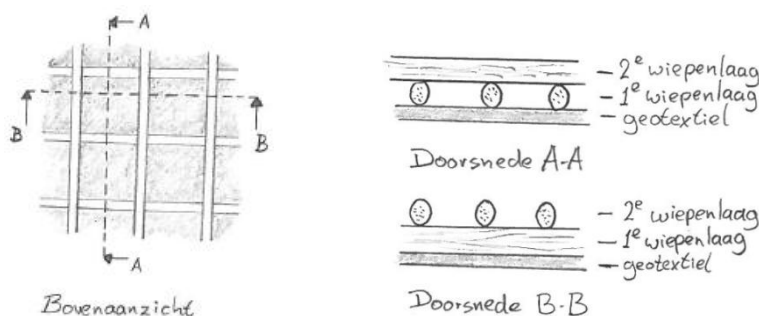
$$F_N = m \cdot g$$

9.1

waarin:

- F_N normaalkracht [kN]
- m de massa van een voorwerp [in kg]
- g valversnelling [m/s^2]

Een zinkstuk wordt gemaakt door een geotextiel met daarop een rooster van wiepen. Afhankelijk van het drijvend vermogen zijn er meer of minder lagen wiepen nodig. Er worden voor zinkstukken minimaal twee lagen wiepen toegepast die haaks op elkaar zijn aangebracht, zie figuur 9.3.



Figuur 9.3: Opbouw zink- of kraagstuk

Door middel van lussen wordt het wiepenrooster vastgeknoopt aan het geotextiele doek. Voor het bepalen van de massa van het zinkstuk dient het gewicht van het geotextiele doek en het gewicht van het wiepenrooster bekend te zijn. Het construeren van zinkstukken wordt door leveranciers gedaan met behulp van wiepen van allerlei lengten en gewichten. Er wordt echter van de maximaal toegepaste lengten en gewichten uitgegaan, namelijk wiepen met een lengte van maximaal 20 meter die ongeveer 100 kg wegen. Het gewicht per meter wiep bedraagt dan $100 / 20 = 5 \text{ kg/m}^1$. De h.o.h. afstand tussen de wiepen op het geotextiele doek bedraagt 1 meter. Het gewicht van het wiepenrooster per vierkante meter wordt in het volgende voorbeeld bepaald.

Voorbeeld: Er wordt een zinkstuk toegepast van 10 meter lang en 10 meter breed met daarop een wiepenrooster bestaande uit 2 lagen. De h.o.h. afstand van de wiepen is 1 meter waardoor zowel in de breedte als in de lengte 11 wiepen van 10 meter lang worden toegepast. Uitgerekend in het aantal meters lengte wordt het aantal wiepen vermenigvuldigd met de lengte en het aantal toe te passen lagen aan wiepen. In dit voorbeeld komt het neer op $11 \times 10 \times 2 = 220 \text{ m}$ lengte aan wiepen wordt toegepast. Er wordt uitgegaan van een gemiddeld gewicht van 5 kg/m^1 wat het totale gewicht op het zinkstuk brengt tot $220 \times 5 = 1.100 \text{ kg}$. Dit betekent dat er per m^2 een gewicht van $1.100 / 100 = 11 \text{ kg/m}^2$ aan wiepen op het geotextiele doek aanwezig is.

Wanneer dit vertaald wordt in formulevorm kan deze volgens formule 9.2 worden berekend.

$$G_{\text{wiepen}} = \frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \quad 9.2$$

waarin:

G_{wiepen}	het gewicht van het wiepenrooster [kg/m^2]
a_l	aantal wiepen over de lengte van het zinkstuk [-]
l_{wb}	lengte van de wiep over de breedte van het zinkstuk [m]
a_b	aantal wiepen over de breedte van het zinkstuk [-]
l_{wl}	lengte van de wiep over de lengte van het zinkstuk [m]
γ_w	gewicht van de wiep [kg/m^1]
l_z	lengte van het zinkstuk [m]
b_z	breedte van het zinkstuk [m]

Bovenstaande formule geldt alleen voor wiepenrooster bestaande uit twee lagen. Wanneer meer dan twee lagen worden toegepast kan de volgende formule 9.3 worden aangehouden:

$$G_{\text{wiepen}} = \frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl} + a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl} + \dots) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \quad 9.3$$

Voor het opstellen van de formule voor het bepalen van de benodigde treksterkte van het geotextiel wordt formule 9.2 aangehouden voor het bepalen van het gewicht van het wiepenrooster.

Naast het gewicht van het wiepenrooster dient ook het gewicht van het geotextiel te worden meegenomen in de berekening voor de benodigde trekkracht. Tevens is deze formule 9.4 gebaseerd op de situatie in den droge. Door het water wordt een evenwichtssnelheid gecreëerd waardoor de belasting ten gevolge van het storten van stenen kleiner zullen zijn. Wanneer een kraagstuk wordt toegepast bevindt de bovenzijde van het kraagstuk zich aan de waterlijn. Hierdoor is een kleine laag water aanwezig waardoor deze evenwichtssnelheid niet wordt bereikt en de situatie vergelijkbaar is met het vallen van stenen in den droge, waardoor de formule van Lawson kan worden aangehouden.

In Nederland wordt vaak een kritieke valhoogte van maximaal 2 meter voorgeschreven voor de uitvoering omdat anders geotextielen met een zeer grote massa voor het geotextiel moeten worden gebruikt en dit uit financieel oogpunt niet aantrekkelijk is. Met deze gedachte wordt in de formule voor het bepalen van de benodigde treksterkte uitgegaan van een valhoogte van maximaal 2 meter. Daarnaast worden in de huidige Nederlandse praktijk sorteringen zwaarder dan 10/60 kg niet als bestortingsmateriaal gebruikt. Het is echter mogelijk dat vanuit de hydraulische omstandigheden zwaardere sorteringen dienen te worden toegepast. Met behulp van de formule van Lawson, weergegeven in de CUR 174 [1], kan de benodigde massa van het geotextiel worden bepaald. Het gewicht van het geotextiel wordt uitgedrukt in g/m^2 . Er geldt:

$$m_a > C_s \cdot H_{stort}^{0,5} \cdot D_{85} \quad 9.4$$

waarin:

- m_a massa van het geotextiel per eenheid van oppervlak [kg/m^2]
- H_{stort} valhoogte van het stortmateriaal [m];
- D_{85} karakteristieke korreldiameter van het stortmateriaal in [m];
- C_s schadefactor bij bulkbestorting:
- C_s 1,2 : geen schade;
- C_s 0,75: 10 % van het oppervlak beschadigd.

De waarden van C_s zijn gebaseerd op praktijkwaarnemingen. Voor de valhoogte wordt maximaal een hoogte van 2 meter aangehouden. Er mag geen schade optreden waardoor een waarde van 1,2 wordt aangehouden voor de schadefactor. Voor de karakteristieke korreldiameter wordt verwezen naar de NEN-EN 13383.

Het totale gewicht van het zinkstuk kan nu worden bepaald door het gewicht van het wiepenrooster en het geotextiel bij elkaar op te tellen. Uitgaande van een roosterwerk met 2 lagen is het gewicht van het geotextiel met de formule 9.5 te bepalen.

$$G_{zinkstuk} = \left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \quad 9.5$$

waarin:

- G_z het gewicht van het zinkstuk [kg/m^2]
- γ_g gewicht van het geotextiel [kg/m^2]

Zoals vermeld oefent het zinkstuk in ruststand alleen een neerwaartse kracht uit op de desbetreffende ondergrond. Wanneer aan het zinkstuk getrokken wordt en deze horizontaal verplaatst wordt zal deze neerwaartse druk gelijk blijven. Echter door de horizontale verplaatsing wordt wrijving gecreëerd die de verplaatsing negatief beïnvloed door het leveren van een tegenwerkende kracht. De grootte van de wrijvingskracht is voornamelijk afhankelijk van het gewicht van het voorwerp en de aard van de contactoppervlakken, zo geeft rubber op ijs een veel lagere wrijvingscoëfficiënt dan rubber op asfalt. Voor het verplaatsen van het zinkstuk zal de wrijvingskracht moeten worden overwonnen. Met andere woorden kan gezegd worden dat de trekkracht groter dient te zijn dan de wrijvingskracht samen. De kracht die benodigd is voor het verplaatsen van een zink- of kraagstuk kan gedefinieerd worden met behulp van de formule 9.6:

$$F_{tt} = F_w \quad 9.6$$

waarin:

- F_{tt} totale trekkracht [kN]
- F_w wrijvingskracht ten gevolge van het verplaatsen [kN]

De wrijvingskracht is te af te leiden van de normaalkracht door deze te vermenigvuldigen met een wrijvingsfactor, zie formule 9.7. De F_N is hierbij de normaalkracht uit formule 9.1.

$$F_w = \mu_w \cdot F_n \tag{9.7}$$

Voor het bepalen van de kracht ten gevolge van het gewicht van het zinkstuk wordt gebruik gemaakt van de formules 9.1 en 9.2. Met behulp van beide formules kan F_w met de formule 9.8 worden bepaald:

$$F_N = \left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right) \cdot g \tag{9.8}$$

Nu het gewicht van het zinkstuk bekend is zal de wrijvingskracht moeten worden berekend. De wrijvingskracht is te bepalen met het vermenigvuldigen van de normaalkracht (F_{geo}) met een wrijvingscoëfficiënt. Wat betreft de wrijvingscoëfficiënt wordt er onderscheid gemaakt in een statische en een dynamische wrijvingscoëfficiënt waarbij de statische coëfficiënt de maximaal optredende wrijvingskracht aangeeft en als maatgevend wordt aangehouden. De wrijvingscoëfficiënt kan niet worden berekend maar dient experimenteel te worden bepaald. Omdat dit buiten de opdracht valt worden hiervoor waarden aangenomen. Een zate waarop een zinkstuk wordt geconstrueerd bestaat vaak een terrein met een verharding van beton of asfalt. In het rapport wrijving en wrijvingscoëfficiënten [2] is onderzoek gedaan naar de wrijvingscoëfficiënt van zinkstukken op diverse materialen. In figuur 9.4 zijn de resultaten van dit onderzoek weergegeven waaruit te concluderen is dat de wrijvingscoëfficiënt van geotextiele doeken op beton zo'n 0,6 – 0,7 bedraagt. Uit de overige waarden van de wrijvingscoëfficiënten blijkt dat asfalt en beton op kleine verschillen na dezelfde waarden geven. Hierdoor zijn deze ondergronden vergelijkbaar en zal dezelfde wrijvingscoëfficiënt worden gehanteerd met betrekking op zink- of kraagstukken. Voor het berekenen van de benodigde treksterkte van het geotextiel, met betrekking op het van de zate in het water trekken van het zinkstuk, worden voor de wrijvingscoëfficiënt bovenstaande waarden gehanteerd. Echter omdat verdere verdieping hiervan geen onderdeel is van dit onderzoek wordt aanbevolen hier nader onderzoek naar te doen voor het verkrijgen van nauwkeurigere waarden.

Aluminium	- Aluminium	1,4
Azobé	- Graniet	0,3 - 0,6
Beton	- Beton	0,5 - 0,7
Beton	- Formica	0,4
Beton	- Nylon	0,3 - 0,7
Beton	- Polypropeenweefsel	0,6 - 0,7
Beton	- Pvc	0,3 - 0,5
Beton	- Staal	0,4 - 0,6
Bronz	- Staal	0,2 - 0,3
Koper	- Koper	0,4 - 0,6
Koper	- Nylon	0,3
Beton	- Nylon	0,3 - 0,7
Beton	- Polypropeenweefsel	0,6 - 0,7
Beton	- PVC	0,3 - 0,5
Rubber	- Staal	0,3
Staal	- Staal	0,5 - 0,6
Staal	- Bronz	0,4 - 0,5
Staal	- Pvc	0,2 - 0,5
Vurenhout	- Polypropeenweefsel	0,4 - 0,6
IJzer	- Staal	0,2 - 0,7
IJzer	- IJzer	0,5 - 0,6

Figuur 9.4: Wrijvingscoëfficiënt zink- of kraagstukken op beton [2]

De wrijvingskracht kan met behulp van formule 9.9 worden bepaald. Hierbij wordt tevens de kracht vermenigvuldigt met het oppervlak van het zinkstuk voor het verkrijgen van de totale kracht.

$$F_w = \mu_w \cdot F_n = \mu_w \cdot L_z \cdot b_z \cdot g \cdot \left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right) \tag{9.9}$$

waarin:

μ_w wrijvingscoëfficiënt [-]

Voor het berekenen van de trekkracht die nodig is om het zinkstuk te kunnen verplaatsen wordt gebruik gemaakt van formule 9.4. Invulling van de krachten ten gevolge van het gewicht van het zinkstuk en de wrijving die optreedt bij verplaatsing leidt dit tot de formule 9.10.

$$F_{tt} = \mu_w \cdot L_z \cdot b_z \cdot g \cdot \left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right) \quad 9.10$$

Hierbij is de trekkracht gegeven die over het gehele zinkstuk aanwezig is, namelijk in Newton (N). Vanuit de leverancier worden waarden voor de trekkracht uitgedrukt in kN/m. Hiervoor dient de berekende trekkracht in formule 9.11 te worden gedeeld door de kortste afmeting van het zinkstuk omdat deze maatgevend is. Op de kortste afmeting werken de grootste krachten en aan deze zijde van het geotextiel wordt vaak het geotextiel vervoerd. De kortste afmeting van het zinkstuk is afhankelijk van het project waar het zinkstuk wordt toegepast, echter vaak is dit de breedte van het zinkstuk.

$$F_t = \frac{\mu_w \cdot L_z \cdot b_z \cdot g \cdot \left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right)}{b_z} \quad 9.11$$

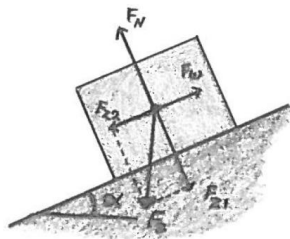
waarin:

- F_t trekkracht [kN/m]
- b_z breedte van het zinkstuk [m]

Met behulp van formule 9.11 kan de trekkracht in kN/m worden berekend en als eis worden gesteld naar de fabrikant van het geotextiele filter.

9.1.2 Zate met helling

De methode wat betreft het bepalen van de trekkracht, van het geotextiel als onderdeel van het zinkstuk (of kraagstuk), bij toepassing van een zate met helling is hetzelfde op het krachtenspel wat optreedt na. Bij een voorwerp op een helling werkt de zwaartekracht recht naar beneden en is een reactiekracht van de helling, loodrecht op het hellend vlak, als normaalkracht aanwezig. F_{z1} is de kracht die het zinkstuk uitoefent op het hellend vlak en kan worden bepaald door het ontbinden van de kracht loodrecht op de helling, zie figuur 9.5.



Figuur 9.5: Krachtenschema bij verplaatsing (zate met helling)

Bij het verplaatsen van het zinkstuk ontstaat een zekere wrijving die een ongunstige invloed heeft op de verplaatsing. Voor de wrijvingskracht geldt dat deze gelijk is aan de vermenigvuldiging van een wrijvingsfactor met de normaalkracht. Met behulp van de formule 9.12 kan de normaalkracht worden berekend:

$$F_N = m \cdot g \cdot \cos \alpha \quad 9.12$$

waarin:

F_N	normaalkracht [kN]
m	de massa van een voorwerp [in kg]
g	valversnelling [m/s ²]
α	hellingshoek [°]

Het bepalen van de massa van het zinkstuk is gelijk aan de methode die gebruikt wordt bij de zate zonder helling. Afgeleid van de voorgaande formules uit 9.1.1 kan formule 9.13 worden opgesteld. Hierbij is de normaalkracht vermenigvuldigd met het totale oppervlak van het zinkstuk. Hierbij wordt de totale normaalkracht ten gevolge van het gewicht van het zinkstuk verkregen.

$$F_N = \left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right) \cdot g \cdot L_z \cdot b_z \cdot \cos \alpha \quad 9.13$$

De wrijvingskracht is te af te leiden van de normaalkracht door deze te vermenigvuldigen met een wrijvingsfactor, zie formule 9.14.

$$F_W = \mu_w \cdot F_n \quad 9.14$$

Zoals eerder vermeld dient verder onderzoek te worden gedaan naar de wrijvingscoëfficiënt van geotextiele doeken op onderlagen als beton en asfalt. Omdat dit geen onderdeel is van het onderzoek en tevens de wrijvingscoëfficiënt niet verandert, zal hiervoor dezelfde waarde worden aangehouden zoals in figuur 9.4 is weergegeven. De formule voor het bepalen van de meewerkende kracht kan volgens formule 9.15 worden gedefinieerd:

$$F_W = \left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right) \cdot g \cdot L_z \cdot b_z \cdot \cos \alpha \cdot \mu_w \quad 9.15$$

Voor het verplaatsen van het zinkstuk dient de trekkracht groter te zijn dan wrijvingskracht die ontstaat ten gevolge van het verplaatsen, zie formule 9.16.

$$F_{tt} = F_w \quad 9.16$$

De trekkracht is hierbij gegeven in Newton (N) terwijl leveranciers de trekkracht van geotextiele doeken in kN/m vermelden. Om de kracht om te zetten wordt, gelijk als in de methode zonder helling, de totale trekkracht gedeeld door de kortste afmeting van het zinkstuk. Hierdoor wordt de hoogst optredende kracht in het zinkstuk verkregen. In formule 9.17 is de uiteindelijke formule weergegeven voor het bepalen van de trekkracht in kN/m.

$$F_t = \frac{F_w}{b_z} \quad 9.17$$

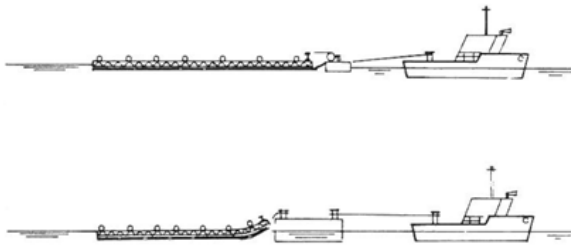
Invulling van de krachten ten gevolge van de wrijving die optreedt bij verplaatsing leidt dit tot de formule 9.18.

$$F_t = \frac{\left(\left(\frac{(a_l \cdot l_{wb} + a_b \cdot l_{wl}) \cdot \gamma_w}{l_z \cdot b_z} \right) + \gamma_g \right) \cdot g \cdot L_z \cdot b_z \cdot \cos \alpha \cdot \mu_w}{b_z} \quad 9.18$$

Met behulp van formule 9.18 kan de trekkracht in kN/m worden berekend en als eis worden gesteld naar de fabrikant van het geotextiele filter.

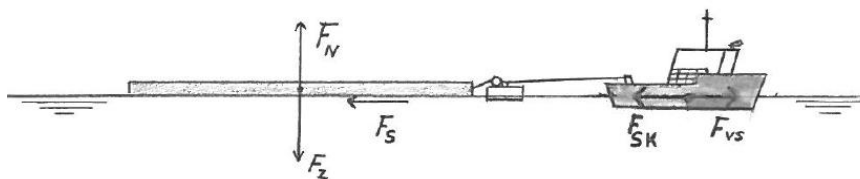
9.2 Transporteren van zink- of kraagstuk over water

Wanneer het zinkstuk (of kraagstuk) op de zate is geconstrueerd en vervolgens van deze locatie in het water verplaatst is, zal het zinkstuk worden getransporteerd naar de projectlocatie waar het vervolgens wordt aangebracht. Tijdens het transporteren van het zinkstuk zijn er meerdere condities die een remmende werking hebben op het verplaatsen waardoor trekkrachten worden gecreëerd in dit deel van de uitvoeringsfase.



Figuur 9.6: Transporteren van een zink- of kraagstuk

Het transporteren van een zinkstuk wordt gedaan door middel van een sleepboot, met tussen het zinkstuk en de sleepboot een zinkbalk of een ponton. Het zinkstuk wordt aan de zinkbalk bevestigd die op zijn beurt aan de sleepboot of het ponton wordt bevestigd. Wanneer het zinkstuk aan het ponton wordt bevestigd komt die aan de voorkant iets vrij van het water, zie figuur 9.6. Hierdoor stroomt er geen water over het zinkstuk heen waardoor extra belastingen worden voorkomen.



Figuur 9.7: Krachtenschema transport van een zink- of kraagstuk

In figuur 9.7 zijn de krachten weergegeven die optreden tijdens het transporteren van het zinkstuk over het water. De benaming van de krachten in de afbeelding weergegeven zijn hieronder genoemd:

- F_N normaalkracht [kN]
- F_z zwaartekracht [kN]
- F_s sleepkracht [kN]
- F_{sk} stuwkracht [kN]
- F_{vs} voortstuwingskracht [kN]

De sleep- en stuwkracht worden veroorzaakt ten gevolge van de voortstuwingskracht van de sleepboot. In onderstaande tekst wordt nader uitleg gegeven over de werking van de krachten waarna een formule wordt opgesteld voor het bepalen van de optredende trekkracht in het geotextiele doek, dat onderdeel van het zinkstuk is.

Wanneer het zinkstuk in het water ligt is er een neerwaartse kracht ten gevolge van het gewicht. Echter door het wiepenrooster wordt een drijfvermogen gecreëerd waardoor het zinkstuk niet voortijdig zinkt. De neerwaartse kracht wordt door een tegenkracht van het water in balans gehouden en heeft hierdoor geen bijdrage aan de trekkracht die op het zinkstuk van toepassing is. De trekkracht die wel op het zinkstuk van toepassing is wordt gecreëerd door het verplaatsen van het zinkstuk. Hierbij is er een kracht nodig om het zinkstuk te slepen, de zogenaamde sleepkracht. De

sleepkracht wordt beïnvloed door verschillende omstandigheden zoals de afmetingen van het zinkstuk, het oppervlak wat in contact staat met de stroming, de dichtheid van het water, etc. Voor het bepalen van de sleepkracht wordt formule 9.19 gehanteerd, deze formule is afkomstig uit document beschikbaar gesteld tijdens de opleiding [3].

$$F_D = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot v^2 \cdot A \quad \mathbf{9.19}$$

waarin:

F_D	sleepkracht [kN]
C_D	sleepkrachtcoëfficiënt [-]
ρ_w	massadichtheid van water [kg/m ³]
v	valsnelheid [m/s]
A	aangestroomd oppervlak [m ²]

Het gedeelte van het zinkstuk wat het dichtst gelokaliseerd is bij de sleepboot ondervindt de grootste krachten gezien de stroming van het water. Tevens is er een versterking van deze stroming ten gevolge van de voortstuwing van de sleepboot die afneemt naarmate de afstand tot de sleepboot groter wordt. Om aan de veilige kant te zitten wordt de sleepkracht bepaald over het gedeelte van het zinkstuk waar deze krachten het grootst zijn en zal gelden voor het gehele zinkstuk. Hiervoor wordt de berekende trekkracht over het maatgevende deel vermenigvuldigt met de totale oppervlakte van het zinkstuk, waardoor veilige waarden worden verkregen. Formule 9.19 geeft de opwaartse kracht weer ten gevolge van het vallen van een voorwerp in een vloeistof. Echter ziende de toepassing van een zinkstuk zakt deze niet in het water naar beneden maar zal worden verplaatst in het water. Hierdoor is de valversnelling niet naar beneden toe gericht maar dient deze te worden vertaald naar een horizontale verplaatsversnelling als gevolg van het trekken van de sleepboot. Hiermee dient met de stromingscondities van het water waarin het zinkstuk zich bevindt rekening te worden gehouden. Naast de stroming die aanwezig is in het water wordt door de voortstuwing van de sleepboot een stroming veroorzaakt die gelijk is aan de richting van de stroming. De stroming veroorzaakt door de voortstuwing is groter dan de alreeds aanwezige stroming. Tevens heeft deze stroming een versterkend effect op de stroming en dienen deze bij elkaar te worden opgeteld. De valsnelheid in formule 9.19 wordt vertaald in een horizontale beweging, namelijk de stroomsnelheid (zie formule 9.19). De stroomsnelheid als gevolg van de voortstuwing van de boot is een factor X groter dan de stromingssnelheid. In formule 9.20 wordt de stroomsnelheid vermenigvuldigt met factor 13,8 voor het verkrijgen van de voortstuwingsnelheid.

Het voornaamste aspect op de trekkracht is de voortstuwingsstroming van de boot en de stroming van het water waarover het zinkstuk wordt getransporteerd. Op basis van metingen en onderzoeken worden in het boek geotextile and geomembranes [4] de onderlinge relaties van de belastingen die een trekkracht veroorzaken in formule 9.20 weergegeven.

$$F_{tt} = \left(\left(\frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_w \cdot \frac{A_c}{A_s} - 3,2 \right) \cdot u_o^2 + 13,8 \cdot u_o - 2,5 \right) \cdot A_s \quad \mathbf{9.20}$$

waarin:

F_{tt}	totale trekkracht [kN]
A_c	contactoppervlak van het ondervlak met de stroming [m ²]
A_s	oppervlak van het ondervlak (zinkstuk) [m ²]
u_o	stroomsnelheid van het water ten opzichte van het ondervlak [m/s]

Deze formule gaat in op de stromingssnelheid van het water echter met krachten ten gevolge van golven wordt geen rekening gehouden. Wanneer op de projectlocatie wel golven aanwezig zijn (0,5 – 0,8 m hoog) wordt de trekkracht vermenigvuldigt met een overallfactor van 1,25 – 1,3 (25 – 30 %).

Formule 9.20 zal worden gehanteerd voor het bepalen van de benodigde trekkracht van het geotextiel, als onderdeel van het zinkstuk, ten gevolge van trekbelastingen die optreden tijdens het transporteren van de plaats van constructie naar de plaats van verwerking.

Voor het vertalen van de krachten in kN naar kN/m zal de totale trekkracht over het geotextiel gedeeld worden door de kortste afmeting van het zinkstuk (vaak de breedte afmeting van het zinkstuk) waar aan wordt getrokken. In formule 9.21 is de uiteindelijke formule weergegeven voor het bepalen van de trekkracht in kN/m.

$$F_t = \frac{\left(\left(\frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_w \cdot \frac{A_c}{A_s} - 3,2 \right) \cdot u_o^2 + 13,8 \cdot u_o - 2,5 \right) \cdot A_s}{b_z} \quad 9.21$$

waarin:

F_t trekkracht [kN/m]
 b_z breedte van het zinkstuk [m]

Voor de sleepkrachtcoëfficiënt wordt een waarde van ronde de 1,2 aangehouden maar kan ook nauwkeurig worden berekend. De sleepkrachtcoëfficiënt is afhankelijk van de ruwheid en de vorm van het voorwerp waarmee het getal van Reynolds kan worden bepaald, die voornamelijk van invloed is op de coëfficiënt.

Het getal van Reynolds is afhankelijk van de snelheid van de ongestoorde stroming, doorsnede van het voorwerp en de kinematische viscositeit. In figuur 9.9 is in grafiek de sleepkrachtcoëfficiënt voor voorwerpen met een eenvoudige geometrie als functie van het getal van Reynolds weergegeven, met bijbehorende waarden in tabelvorm. Het getal van Reynolds kan berekend worden met de formule 9.22, afkomstig uit de document beschikbaar gesteld tijdens de opleiding [3].

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\nu} \quad 9.22$$

waarin:

Re getal van Reynolds [-]
 ρ massadichtheid van de vloeistof [kg/m³]
 v gemiddelde snelheid van een vloeistof [m/s]
 D diameter van het voorwerp [m]
 ν kinematische viscositeit [m²/s]

Formule 9.22 is een algemene formule voor het bepalen van het getal van Reynolds van ronde voorwerpen. De 'D' refereert naar het breedste punt dat loodrecht op de aanstroomrichting staat waar het water langs stroomt waardoor een groter of een kleiner getal wordt verkregen. Toegespitst op de zinkstukken betreft de 'D' de lengte van een zinkstuk dat loodrecht staat op de aanstroomrichting. Dit is de lengte waaraan het zinkstuk aan de zinkbalk of ponton is bevestigd. Voor het bepalen van het getal van Reynolds van zinkstukken wordt formule 9.23 gehanteerd.

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot l}{\nu} \quad 9.23$$

waarin:

l lengte van het zinkstuk loodrecht op de aanstroomrichting [m]

De kinematische viscositeit van water geeft de stroperigheid van deze vloeistof weer en staat in verband met de temperatuur van de vloeistof, in tabel 9.1 is de kinematische viscositeit van water weergegeven met een bepaald temperatuur.

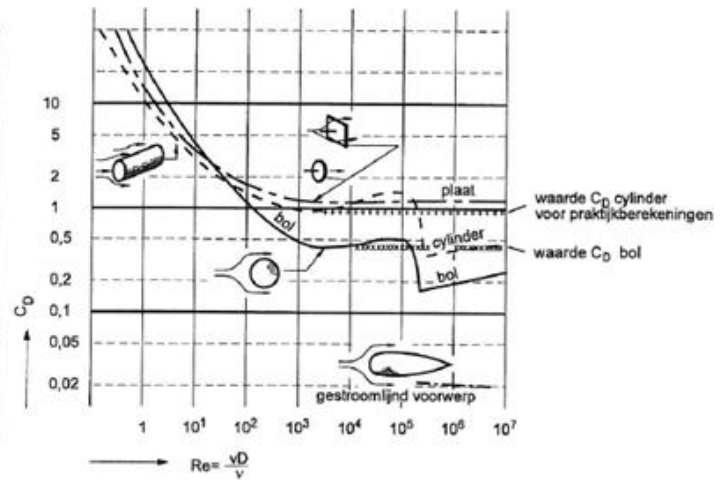
Tabel 9.1: Kinematische viscositeit van water [5]

Temperatuur - t - (°C)	Kinematische viscositeit - ν - (m ² /s) x 10 ⁻⁶
0	1,787
5	1,519
10	1,307
20	1,004
30	0,801
40	0,658
50	0,553
60	0,475
70	0,413
80	0,365
90	0,326
100	0,294

Nadat de viscositeit van het water is bepaald kan met behulp van formule 9.21 het getal van Reynolds worden bepaald en kan de sleepcoëfficiënt uit figuur 9.8 worden afgelezen.

Voorwerp	Re						
	10 ¹	10 ²	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	10 ⁷
vierkante plaat	5,0	1,7	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
ronde schijf	5,0	1,7	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
cilinder as ⊥ stroom	1,5	1,6	1,0	1,0	1,2	0,4	0,5
bol	6,0	1,0	0,5	0,5	0,7	0,3	0,3
rechthoekige plaat: lengte/breedte = 2	-	1,8	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
5	-	1,8	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
10	-	1,9	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2
20	-	1,9	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5

Rechthoekige balken en voorwerpen van onregelmatige vorm hebben een C_D die iets groter is dan 1 zoals rechthoekige plaat

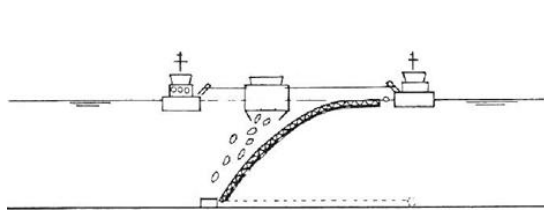


Figuur 9.8: Sleepcoëfficiënt $C_D = Re$ voor verschillende vormen [3]

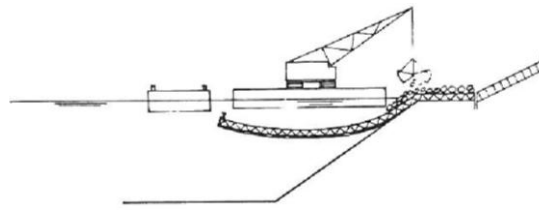
Wanneer de sleepcoëfficiënt bekend is kan met behulp van formule 9.19 de trekkracht worden berekend die optreedt als gevolg van het transporteren van het zinkstuk over het water. Wanneer deze kracht maatgevend is zal een geotextiel doek in het zinkstuk moeten worden toegepast dat een hogere treksterkte heeft dan deze optredende kracht.

9.3 Plaatsen en zinken

Nadat het zinkstuk of kraagstuk de plaats van bestemming heeft bereikt zal deze worden afgezonken waarna de toplaag kan worden aangebracht. In het afzinken van een zinkstuk zijn er verschillen wat betreft de uitvoering op het gebied van het plaatsen en afzinken, zie figuren 9.9 en 9.10.



Figuur 9.9: Aanbrengen van een zinkstuk



Figuur 9.10: Aanbrengen van een kraagstuk

Het aanbrengen van een zinkstuk gebeurt door middel van twee pontons en een steendumper. Het zinkstuk wordt aan beide zijden vastgehouden door middel van zinkbalken die bevestigd zijn aan pontons. Door middel van de zinkbalk wil het zinkstuk zakken echter door lieren wordt deze in positie gehouden. Met behulp van deze lieren kan het zinkstuk gelijkmatig worden neergelaten. Dit gebeurt in getijden gebied tussen eb en vloed wanneer er geen sprake is van getijdenstroming en onnodige belastingen worden voorkomen. Wanneer één zijde van het zinkstuk op de bodem is gearriveerd wordt door middel van het storten van steenmateriaal het opdrijven tegen gegaan. Over het gehele oppervlak van het zinkstuk wordt een laag met stortsteen aangebracht zodat opdrijving van het zinkstuk niet mogelijk is. Wanneer dit gebeurt is wordt de zinkbalk van de mat ontkoppeld en met de lieren omhoog gehesen. Bovenstaande methode is in de Nederlandse praktijk de meest gangbare methode en wordt als maatgevend beschouwd voor het bepalen van de treksterkte ten gevolge van het plaatsen en zinken van het zinkstuk.

Voor het aanbrengen van een kraagstuk wordt over het algemeen de methode gebruikt zoals aangegeven in figuur 9.11. Bij deze methode wordt het kraagstuk verankerd aan de bovenzijde, vaak in de glooiing- of kreukelbermconstructie. Door middel van een ponton met kraan erop worden bestortingsmateriaal op het kraagstuk aangebracht. Door de verankering aan de bovenzijde kan het kraagstuk niet afglijden en zal het bij gecontinueerd aanbrengen van stortsteen de vorm van de ondergrond aannemen. Ook bij deze methode zijn er varianten wat betreft de uitvoering, echter deze methode is het meest gangbare in de Nederlandse praktijk en zal als maatgevend worden beschouwd voor het bepalen van de treksterkte ten gevolge van het plaatsen en zinken van een kraagstuk.

Het kraagstuk wordt aan de bovenzijde vastgezet op de glooiingsconstructie waardoor een deel van het kraagstuk op de ondergrond rust, terwijl aan de andere zijde het kraagstuk is bevestigd aan een ponton. Het deel tussen deze twee bevestigingen hangt vrij in het water waardoor trekkrachten ontstaan in het geotextiele doek, wat deel uitmaakt van het kraagstuk. In verband met het storten van het steenmateriaal wordt het kraagstuk niet strak getrokken tussen de twee bevestigingspunten. Echter door het drijvend vermogen van het kraagstuk zal deze nagenoeg horizontaal in het water liggen waardoor het kraagstuk in het verlengde van de stromingsrichting ligt. In tegenstelling tot het aanbrengen van een kraagstuk, wordt bij een zinkstuk de zinkbalk afgezonken naar de bodem waardoor een ankerkracht wordt geleverd en trekkrachten veroorzaakt in het geotextiele doek. Doordat de zinkbalk op de bodem ligt heeft het zinkstuk door het drijvend vermogen de neiging om naar het wateroppervlak te gaan waardoor het zinkstuk nagenoeg verticaal gelegen is. Door de verticale houding van het zinkstuk werkt de stroomrichting nagenoeg loodrecht op het geotextiele doek en zullen hogere trekkrachten optreden dan bij het aanbrengen van een kraagstuk. Doordat het geotextiele doek bij het aanbrengen van een zinkstuk onder grotere invloeden staat, van onder andere de stroming nagenoeg loodrecht op het geotextiel en de ankerkracht die van onder af wordt geleverd, wordt deze als maatgevend beschouwd.

Zoals hierboven vermeldt ontstaat er door de zinkbalk die wordt neergelaten op de bodem een ankerkracht die een trekkracht creëert in het geotextiele doek. Door het drijvend vermogen van het zinkstuk zal deze geneigd zijn richting het wateroppervlak te drijven, echter door de zinkbalk is dit niet mogelijk. Omwille van de lengte van een zinkstuk is er door het drijvend vermogen, wanneer er

geen stortmateriaal is aangebracht, een deel van het zinkstuk dat zich aan het wateroppervlak bevindt en er geen trekkkrachten optreden ten gevolge van de stroming. Hierdoor speelt het drijvend vermogen van het zinkstuk een rol in de trekkracht die optreedt over het geotextiel. Ten gevolge van de stroming wordt een zijwaartse druk uitgeoefend op het zinkstuk die tegengesteld is aan de werking van de ankerkracht, waardoor de trekkracht op het geotextiele doek wordt vergroot. Het deel wat blootgesteld wordt aan stroming is afhankelijk van de diepte waar het zinkstuk zal worden toegepast, wat er voor zorgt dat ook de diepte van invloed is op de treksterkte. Door middel van onderzoek en metingen zijn de relaties van de krachten uitgezet in formule 9.24. Doordat deze formule gebaseerd is op onderzoeken en metingen vanuit de praktijk kan deze als betrouwbaar worden aangenomen, en zal deze gehanteerd worden voor het bepalen van de treksterkte die optreedt ten gevolge van het plaatsen en het laten zinken van het zinkstuk.

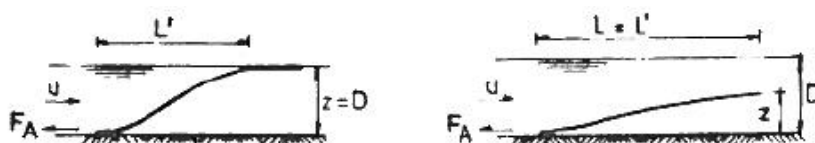
Voor het bepalen van de optredende treksterkte ten gevolge van het plaatsen en afzinken van het zinkstuk zal de volgende formule worden gehanteerd, afkomstig uit het boek geotextiles and geomembranes [4].

$$F_{tt} = \frac{F_A}{b_z} = \frac{\rho_w \cdot u^2 \cdot L^1}{\alpha_t} \quad 9.24$$

waarin:

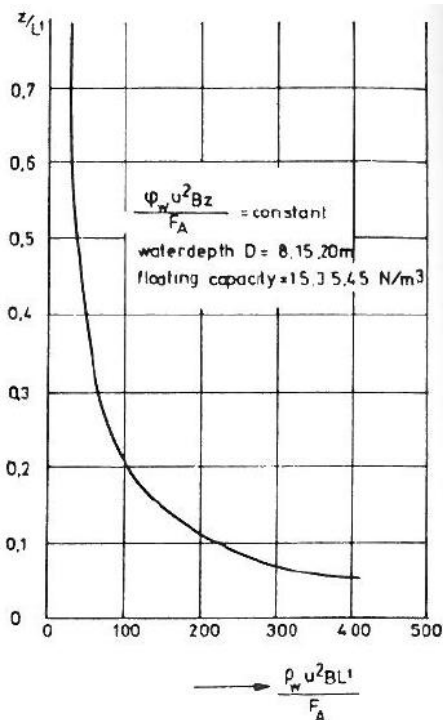
- F_{tt} totale trekkracht [kN/m]
- F_A ankerkracht [kN]
- b_z breedte van het zinkstuk [m]
- ρ_w massadichtheid van water [kg/m³]
- u stroomsnelheid [m/s]
- L^1 horizontale projectie op het wateroppervlak van het deel van het zinkstuk dat onder water zit [m]
- α_t een coëfficiënt ($= \frac{\rho_w \cdot u^2 \cdot b_z \cdot L^1}{F_A}$) direct volgend van de stroomsnelheid en het drijvend vermogen [-]

Op basis van onderzoeken en metingen is een grafiek opgesteld waarmee de coëfficiënt α kan worden bepaald, zie figuur 9.11. De lijn in de grafiek volgt uit de relatie tussen de stroomsnelheid en het drijvend vermogen van het zinkstuk. Voor het kunnen bepalen van de coëfficiënt α dient allereerst de lengte van het deel van het zinkstuk dat onder water zit bekend te zijn, zie figuur 9.10.



Figuur 9.10: Helling van het zink- of kraagstuk ten gevolge van de stroming [4]

Dit deel is namelijk onderhevig aan de grootste belastingen ten gevolge van de stroming en de ankerkracht. Voor het bepalen van L^1 zal een schatting moeten worden gemaakt omdat van tevoren lastig te bepalen is hoe groot de lengte van het zinkstuk is dat zich onder water bevindt. Een richtlijn voor het bepalen van L^1 is dat 1/3 deel aan het wateroppervlak blijft, wat betekent dat $L^1 = \frac{2}{3} \cdot L$. Vervolgens kan de verhouding tussen de waterdiepte en de lengte onder water berekend worden door deze met elkaar te delen. Het hanteren van de grafiek in figuur 9.11 levert een waarde voor de coëfficiënt α op.



Figuur 9.11: Coëfficiënt α_t afhankelijk van de stroomsnelheid en het drijvend vermogen [4]

De opbouw van een zinkstuk is verschillend door bijvoorbeeld het aantal wieplagen wat wordt toegepast. Daarnaast is er ook variatie in de afmetingen van het zinkstuk of in afmetingen van het wiepenrooster. Door de variërende ontwerpen zijn ook het gewicht en daardoor het drijvend vermogen van de zinkstukken verschillend. De bepaling van de trekkracht ten gevolge het plaatsen en zinken van het zinkstuk gaat door middel van formule 9.24 niet in op het gewicht van het zinkstuk. Door het drijvend vermogen van het zinkstuk wordt de neerwaartse kracht als gevolg van het gewicht opgeheven waardoor deze niet in de berekening hoeft te worden meegenomen. Echter door het opdrijvend vermogen wordt een tegenwerkende kracht geleverd ten opzichte van de ankerkracht. Het geotextiele doek wordt als het ware uit elkaar getrokken. Door het toepassen van een veiligheidsfactor wordt rekening gehouden met de versterking van de kracht als gevolg van het opdrijvend vermogen. Tevens zal een extra veiligheidsfactor worden toegepast voor de onzekerheden in de berekening zoals het schatten van de lengte van het onder water bevindende deel van het zinkstuk. Richtlijnen voor de toe te passen veiligheidsfactoren zijn:

- 1,15 – 1,3 voor de versterking als gevolg van het opdrijvend vermogen.
- 1,2 voor het voorkomen van inschattingfouten.

Bovenstaande veiligheidsfactoren zijn geheel gebaseerd op inschatting van de gevaren waarbij een door logica beredeneerde waarde hieraan gerelateerd is. Voor het verkrijgen van nauwkeurige en betrouwbare waarden voor de treksterkte ten gevolge van het plaatsen en zinken van het zinkstuk zal nader onderzoek moeten worden verricht.

De formule 9.25 wordt voor het bepalen van de trekkracht als gevolg van het plaatsen en zinken gehanteerd.

$$F_{tt} = \frac{F_A}{b_z} \cdot f_{ov} \cdot f_i = \frac{\rho_w \cdot u^2 \cdot L^1}{\alpha_t} \cdot f_{ov} \cdot f_i \tag{9.25}$$

waarin:

- f_{ov} veiligheidsfactor voor het opdrijvend vermogen [-]
- f_i veiligheidsfactor voor inschattingfouten [-]

9.4 Trekkraft ten gevolge van doorpons

Wanneer het geotextiel is geplaatst wordt vervolgens de toplaag hierop aangebracht. In deze fase is het, in de uitvoering in den droge, mogelijk dat materieel zoals de rupsgraafmachine zich over deze de toplaag beweegt. Hierdoor wordt ervoor gezorgd dat door het gewicht van de graafmachine een doorponskracht wordt geleverd op het onderliggende materiaal. Ten gevolge van deze doorponskracht op een helling wordt een kracht loodrecht op de helling en evenwijdig aan de helling gecreëerd. De kracht evenwijdig aan de helling heeft een versterkend effect wat betreft het afglijden van de bekledingsconstructie wat voor een trekkraft in het geotextiele doek zorgt. Aan de bovenzijde wordt het geotextiele doek verankerd waardoor deze over de benodigde trekkraft dient te beschikken voor het voorkomen van scheuring. Het geotextiel maakt bij een zorgvuldige aanleg over het gehele oppervlak contact met de ondergrond. Wanneer het bekledingsmateriaal wil afglijden ondervindt deze wrijving tussen het geotextiele doek en de ondergrond. De kracht die wordt opgenomen door de grond (wrijvingskracht) dient af te worden getrokken van de kracht die evenwijdig aan het talud werkt. In formulevorm geldt:

Totale trekkraft > Evenwijdige aan het talud werkende kracht – Wrijvingskracht

De grootte van de optredende trekkraft is afhankelijk van de belastingen die op het geotextiele doek werken. Allereerst dient de belasting te worden berekend die op het doek en de ondergrond werkt. De belastingen die voor doorponskrachten zorgen bestaan uit golfslag en het materieel waarmee het bekledingsmateriaal wordt aangelegd, daarnaast wordt rekening gehouden met de taludhelling. De wijzen van uitvoering, namelijk in den natte en in den droge, zorgen voor verschillende belastingen waardoor verschillen in de optredende trekkraften ontstaan. Bij de uitvoering in den natte is er geen sprake van rijdend materieel over de toplaag waardoor golfbelasting als maatgevende doorponskracht wordt gerekend. Het rijden van materieel over de toplaag is in de uitvoering in den droge de maatgevende situatie wat betreft doorpons. Er wordt onderscheid gemaakt in de bekledingsmaterialen, namelijk zetsteen en waterbouwsteen.

9.4.1 Zetsteen

De verschillende wijzen van uitvoering leiden tot verschillende situaties. Bij de uitvoering in den natte is het bekledingsmateriaal alleen onderhevig aan golfslag. Het bekledingsmateriaal in den droge is onderhevig aan materieel wat over de bekleding rijdt en hierdoor maatgevend. Het bepalen van de druk die door het materieel of door de golfslag wordt uitgeoefend kan met de formules x.x, x.x en x.x worden berekend.

Bepaling van de druk van het materieel op een helling

De druk die door het materieel op een helling op het geotextiele doek wordt geleverd is met formule 9.26 te bepalen.

$$P_{N;mat} = \left(\frac{F_{rups}}{(rupsbreedte + h * (\tan(\alpha) - \tan(\alpha - \arctan(e))) + h * (\tan(\arctan(e) + \alpha) - \tan(\alpha)) * (rups lengte + 2 * e * h)} \right) + \gamma_{s;1} * \frac{h_1}{\cos(\alpha)} + \gamma_{s;2} * \frac{h_2}{\cos(\alpha)} \quad \mathbf{9.26}$$

waarin:

$P_{N;mat}$	druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m ²]
F_{rups}	belastingafdracht graafmachine aan één rupspand [kN]
$\gamma_{s;1}$	volumieke massa zetsteen [kN/m ³]
h_1	laagdikte zetsteen [m]
$\gamma_{s;2}$	volumieke massa uitvullaag [kN/m ³]
h_2	laagdikte van de uitvullaag [m]
e	belastingspreidingsfactor van uitvullaag [-]
α	hellingshoek talud [°]

De kracht die geleverd wordt ten gevolge van het gewicht van het materieel kan met behulp van formule 9.27 worden berekend.

$$F_{rups} = m * g * 10^{-3} \quad 9.27$$

waarin:

F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupspand [kN]
 m massa graafmachine [kg]
 g valversnelling [m/s^2]

De richtwaarden voor de belastingspreidingsfactor (e) voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden is weergegeven in tabel 9.2, hierbij is de grijs arceerde rij van toepassing bij een uitvullaag.

Tabel 9.2: Richtwaarden voor belastingspreidingsfactor e voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden [6]

Funderingsmateriaal	CBR-waarde (%)	Spreidingsfactor e *
Onverdicht zand	< 5	0,25
Onverdicht ongebonden steenfundering	10	0,30
Opgespoten zand na verdichten	8 – 12	0,30
Fijne dekzanden na verdichting	12 – 18	0,35
Grindhoudend zand na verdichting	15 – 20	0,35
Zand gestabiliseerd met cement	25 – 50	0,40
Ongebonden steenfundering na verdichting	30 – 60	0,45
Hoogovenslakken na verdichting en binding	40 – 70	0,50

* $e = 0,25$; wil zeggen een spreiding van 4:1 (verticaal : horizontaal)

Bepaling van de druk ten gevolge van golfslag op een helling

De druk die door het materieel op een helling op het geotextiele doek wordt geleverd is met formule 9.28 te bepalen.

$$P_{N;golf} = P_{golf} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} \quad 9.28$$

waarin:

$P_{N;golf}$ druk neerwaarts op het grensvlak [kN/m^2]
 P_{golf} golfbelasting [kN/m^2]
 γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m^3]
 h laagdikte breuksteen [m]
 α hellingshoek talud [$^\circ$]

De golfbelasting op de constructie kan met behulp van formule 9.29 worden berekend.

$$P_{golf} = A_g * \rho_w * g * H_s \quad 9.29$$

waarin:

P_{golf} golfbelasting [N/m^2]
 ρ_w massadichtheid water [kg/m^3]
 g versnelling zwaartekracht [m/s^2]
 H_s significante golfhoogte [m]

De A_g is afhankelijk van de golfbrekerparameter (ξ_{op}) en de demping van de golfslag, de A_g kan berekend worden met de formule 9.30.

$$A_g = \frac{\xi_{op}}{C_{golf}}$$

9.30

waarin:

- A_g een functie van de golfsteilheid en golf gradiënt (of breker index ξ) [-]
 ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
 C_{golf} dempingsfactor golfslag [-]

De golfbrekerparameter kan bepaald worden met de formule 9.31.

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,561 * T_p^2}}}$$

9.31

waarin:

- ξ_{op} golfbrekerparameter [-]
 α hellingshoek talud [°]
 H_s significante golfhoogte [m]
 T_p golfperiode bij de piek van het golfspectrum [s]

De dempingsfactor van de constructie ten opzicht van golfslag is weergegeven in tabel 9.3. De factor is afhankelijk van de opbouw van de constructie, bij aanwezigheid van een filterlaag (van granulair materiaal) zal er een dempingsfactor moeten worden toegepast.

Tabel 9.3: Dempingsfactor golfslag

Opbouw kustverdediging	Dempingsfactor (C_{golf})
Enkel toplaag	1
Toplaag en filterlaag (granulair materiaal)	2

Vervolgens kan de trekkracht die geleverd wordt door groot materieel worden bepaald met behulp van formule 9.32 en de trekkracht die geleverd wordt door golfslag kan worden bepaald met behulp van formule 9.33.

$$F_t = \sin(\alpha) * P_{Neerwaarts} * b^2$$

9.32

$$F_t = \sin(\alpha) * \left(\gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} + \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} \right) * b^2$$

9.33

waarin:

- F_t trekkracht [kN]
 P_{Neer} bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m²]
 P_{Opw} reactiekracht van de ondergrond [kN/m²]
 b breedte van de zetsteen [m]
 α hellingshoek talud [°]
 P_{golf} golfbelasting [kN/m²]
 γ_s volumieke massa zetsteen [kN/m³]
 h laagdikte zetsteen [m]

Ten gevolge van het afschuiven wordt er een deel van de optredende trekkracht opgenomen door het geotextiele doek en een deel door de wrijving van het doek met de ondergrond. De resulterende trekkracht is te bepalen volgens formule 9.34.

$$F_{tt} = \frac{F_t - \left(\frac{F_t \cdot \tan(\delta)}{\tan(\alpha)} \right)}{b} \quad 9.34$$

waarin:

- F_{tt} totale trekkracht [kN/m]
- F_t verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
- α hellingshoek talud [°]
- δ wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]
- b breedte van de zetsteen [m]

De wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor de wrijvingshoek worden de richtwaarden in de tabel 9.4 aangehouden.

Tabel 9.4: Wrijvingshoek tussen geotextiel en ondergrond [1]

Ruwheid materiaal	Wrijvingshoek δ
Ruw (0.5 – 10 · d ₅₀)	2/3 · ϕ
Halfruw (0.1 – 0,5 · d ₅₀)	1/3 · ϕ

9.4.2 Waterbouwsteen

Voor het ontwerpen van de treksterkte ten gevolge van de aanbrenging van waterbouwstenen kan dezelfde methode gehanteerd worden als in paragraaf 9.4.1. Echter voor het bepalen van het gewicht van het materieel gelden andere formules omdat de verschillende wijzen van uitvoering leiden tot verschillende situaties. Bij de uitvoering in den natte is het bekledingsmateriaal alleen onderhevig aan golfslag. Het bekledingsmateriaal in den droge is onderhevig aan materieel wat over de bekleding rijdt en hierdoor maatgevend. Het bepalen van de druk die door het materieel of door de golfslag wordt uitgeoefend kan met de formules x.x, x.x en x.x worden berekend.

Bepaling van de druk van het materieel op een helling

De druk van de graafmachine en de steenbekleding op het totale belastingsvlak is te bereken met behulp van formule 9.35.

$$P_{N;mat} = \frac{F_{rups}}{rupsbreedte \cdot rupslengte} + \gamma_s \cdot \frac{h}{\cos(\alpha)} \quad 9.35$$

waarin:

- $P_{N;mat}$ druk neerwaarts door groot materieel op het grensvlak [kN/m²]
- F_{rups} belastingafdracht graafmachine aan één rupsband [kN]
- γ_s volumieke massa breuksteen [kN/m³]
- h laagdikte breuksteen [m]
- α hellingshoek talud [°]

Bepaling van de druk ten gevolge van golfslag op een helling

Belastingen afkomstig van golfslag is enkel van toepassing op een constructie onder een helling. Bij golfslag op een vlakke constructie zal de golfbrekerparameter nul zijn, dit geeft een golfbelasting van nul. Er dient daarom enkel voor een constructie die zich onder een hellingshoek bevindt, de golfbelasting te worden bepaald. Voor het bepalen van de golfbelasting zie formule 9.29. De druk van de golfslag en de steenbekleding op het totale belastingsvlak is te bereken met behulp van formule 9.28.

Vervolgens kan de trekkracht die geleverd wordt door groot materieel worden bepaald met behulp van formule 9.36 en de trekkracht die geleverd wordt door golfslag kan worden bepaald met behulp van formule 9.37.

$$F_t = \sin(\alpha) * \left(\frac{P_{\text{Neerwaarts}} * \pi * D^2}{4} \right) \quad 9.36$$

$$F_t = \sin(\alpha) * \left(\frac{\sin(\alpha) * \gamma_s * \frac{h}{\cos(\alpha)} * \pi * D^2}{4} \right) \quad 9.37$$

waarin:

F_R	doorponskracht [kN]
P_{Neer}	bovenbelasting, inclusief gewicht steenbekleding [kN/m ²]
P_{Opw}	reactiekracht van de ondergrond [kN/m ²]
D	maximale D_{85} van de steen sortering (volgens NEN-EN 13883) [m]
d	breedte van de waterbouwsteen ter plaatse van het grensvlak geotextiel ($d = D * 0,5$) [m]
α	hellingshoek talud [°]
P_{golf}	golfbelasting [kN/m ²]
γ_s	volumieke massa breuksteen [kN/m ³]
h	laagdikte breuksteen [m]

Ten gevolge van het afschuiven wordt er een deel van de optredende trekkracht opgenomen door het geotextiele doek en een deel door de wrijving van het doek met de ondergrond. De resulterende trekkracht is te bepalen volgens formule 9.38.

$$F_{tt} = \frac{F_t - \left(\frac{F_t \cdot \tan(\delta)}{\tan(\alpha)} \right)}{D} \quad 9.38$$

waarin:

F_{tt}	totale trekkracht [kN/m]
F_t	verticale trekkracht evenwijdig aan de helling [kN]
α	hellingshoek talud [°]
δ	wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]
D_{85}	diameter D_{85} van de breuksteen [m]

De wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor de wrijvingshoek worden de richtwaarden in de tabel 9.4 aangehouden.

9.5 Gebruiksfase

Voor de gebruiksfase is de fase maatgevend waarin de steenbekleding op het geotextiele doek is aangebracht en door het hellend vlak wordt belast als gevolg van afglijding (zowel nat als droog). Bij het afglijden van de steenbekleding en/of het geotextiele doek worden trekkrachten gecreëerd die mogelijk maatgevend zijn. Ook in de gebruiksfase zijn de steenklassen CP_{90/250} (30 kg), LMB_{5/40} (60 kg) en LMB_{10/60} (90 kg) van toepassing. Voor het bepalen van de optredende trekkracht als gevolg van de gebruiksfase wordt gebruik gemaakt van de voorgeschreven rekenregels in CUR 174 [1]. Met de formule 9.39 kan de maximaal optredende trekkracht worden bepaald:

$$F_t = G \cdot L_{geo} \cdot (\sin \alpha - \tan \delta_w \cdot \cos \alpha) \quad 9.39$$

waarin:

- F_t trekkracht [kN/m]
 G gewicht van de toplaag per eenheid van oppervlak [kN/m²]
 L_{geo} lengte geotextiel loodrecht op de glooiing [m]
 α hellingshoek [°]
 δ_w wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond [°]

Het gewicht van de toplaag kan worden bepaald aan de hand van de steenklassen. Uit CUR-publicatie 197 [4] is de minimale storthoeveelheid te bepalen voor de steensorteringen in kg/m², zie tabel 9.5.

Tabel 9.5: Eigenschappen van de steenklassen [4]

Sortering	D_{50} (cm)	M_{50} (kg)	D_{n50} gemiddeld (cm)	Laagdikte $1,5 * D_{n50}$ (cm)	Minimale Stort hoeveelheid bij $1,5 * D_{n50}$ laagdikte (kg/m ²)
30/60 mm	3,9-4,9	0,09-0,18	3,7	20	300
40/100 mm	6,2-8,8	0,35-1,04	6,3	20	300
50/150 mm	8,8-12,3	1,04-2,79	8,9	20	300
80/200 mm	12,3-17,7	2,79-8,31	12,6	20	300
5-40 kg	21-26	12-25	19	29	450
10-60 kg	26-31	24-43	24	36	550
40-200 kg	38-44	84-131	35	53	800
60-300 kg	45-51	139-204	41	62	950
300-1000 kg	71-71	541-692	63	95	1450
1000-3000 kg	103-110	1620-1980	90	135	2050
3000-6000 kg	136-143	3843-4392	118	177	2700
6000-10000 kg	167-174	7050-7990	144	216	3250

Het gewicht van het geotextiel kan met formule 9.40 van Lawson in de CUR 174 [1] worden bepaald:

$$m_a > C_s \cdot H_{stort}^{0,5} \cdot D_{85} \quad \mathbf{9.40}$$

waarin:

- m_a massa van het geotextiel per eenheid van oppervlak [kg/m²]
 H_{stort} valhoogte van het stortmateriaal [m];
 D_{85} karakteristieke korrel diameter van het stortmateriaal in [m];
 C_s schadefactor bij bulkbestorting:
 C_s 1,2 : geen schade;
 C_s 0,75: 10 % van het oppervlak beschadigd.

De waarden van C_s zijn gebaseerd op praktijkwaarnemingen. Voor de valhoogte wordt maximaal een hoogte van 2 meter voorgeschreven. Voor de karakteristieke korrel diameter wordt verwezen naar de NEN-EN 13383.

De steensorteringen (breuksteen) in tabel 3.2 hebben een dichtheid van $\rho = 2.650 \text{ kg/m}^3$. Voor wat betreft steenzettingen zoals basaltblokken etc. hebben deze een dichtheid van 2.300 kg/m^3 en is de dikte van de laag die wordt toegepast vergelijkbaar aan die van breuksteen. Er kan worden uitgegaan dat het gewicht van steenzettingen het gewicht van de steensorteringen niet overschrijden, waardoor voor de steenzettingen de maatgevende waarde kan worden aangehouden wat betreft de uitvoering in den droge. Dit geldt voor standaard steenzettingen zoals de basaltblokken, haringmanblokken, etc. Wordt een steenzetting gebruikt die niet als standaard wordt beschouwd dan dient een andere methode te worden gehanteerd.

Literatuur

1. CURNET. (2009). CUR-rapport 174: 'Geokunststoffen in de waterbouw - Tweede, herziene uitgave'. Gouda: Stichting CURNET.
2. Staverden, J. v. (1983). *Wrijving en Wrijvingscoëfficiënten*. Burghsluis: Rijkswaterstaat-Deltadienst.
3. Voortgezette Opleiding Uitvoering Baggerwerken. (1997). *Vloeistofmechanica*. Leidschendam: VBKO.
4. Veldhuijzen van Zanten, R. (1986). *'Geotextiles and geomembranes in civil engineering'*. Rotterdam: A.A. Balkema.
5. CURNET. (2000). *Cur-rapport 197: 'Breuksteen in de praktijk. Deel 2: dimensionering van constructies in binnenwateren'*. Gouda: CUR.
6. CURNET. (1995). *CUR-rapport 175: Geokunststoffen in de wegenbouw en als grondwapening*. Gouda: CUR.