

**Afschuiving steenzettingen en
stabiliteit teenconstructie in relatie
tot klemming toplaag**

Robert 't Hart

1200193-004

Titel

Afschuiving steenzettingen en stabiliteit teenconstructie in relatie tot klemming toplaag

| | | | |
|----------------------|----------------|----------------------|-----------------|
| Opdrachtgever | Project | Kenmerk | Pagina's |
| RWS-WD | 1200193-004 | 1200193-004-HYE-0003 | 37 |

Trefwoorden

Steenzetting, afschuiving, toplaag, teenconstructie.

Samenvatting

Uit de praktijk is een enkel geval bekend waarin de toestand van de teenconstructie zodanig is verwaarloosd dat van enige opsluiting eigenlijk geen sprake meer is. Het is dus reëel om te veronderstellen dat in praktijkgevallen de klemming kan worden gelimiteerd door bezwijken van de teenconstructie.

Bij afschuiving kan onderscheidt worden gemaakt in afschuiven van de volledige bekleding en afschuiving van de toplaag. Evenwichtsbeschouwingen voor beide situaties hebben geleerd dat het niet mogelijk is om, gegeven dat afschuiving van de totale bekleding niet optreedt, uit te sluiten dat afschuiven van de toplaag op kan treden. Dat maakt dat eigenlijk afschuiving van de toplaag als apart mechanisme moet worden beschouwd.

Aan de hand van de resultaten van eerder uitgevoerde praktijk- en Deltagoot-metingen is nagegaan of in de huidige rekenmethode, Steentoets2008, gerekend wordt met te hoge normaalkrachten. Het blijkt dat de beschikbare metingen niet tot eenduidige conclusies leiden. De metingen geven in ieder geval geen reden om de huidige implementatie te wantrouwen.

De methodiek volgens welke de sterkte van de teenconstructie kan worden vastgesteld, is al een decennium of langer geleden beschreven door De Groot [De Groot, 1998] en Meijers [Meijers en De Groot, 1993]. Toepassing van die methodiek vereist echter wel dat alle kenmerkende parameters bekend zijn, zowel de dimensies van het teenschot zelf als van de grond waarin deze is geplaatst en de bestorting die eventueel voor het schot is aangebracht. Deze gegevens worden niet systematisch verzameld en zijn dan ook niet alle terug te vinden in beheersregisters. Alleen als er veel gegevens voor een concrete case beschikbaar zijn kan de som worden gemaakt.

Referenties

Opdracht tot uitvoering van RWS Waterdienst overeenkomst met zaaknummer 31019678 het project "Advisering steenbekledingen", 24 maart 2009, kenmerk: RWS/WD-2009/922

| Versie | Datum | Auteur | Paraaf | Review | Paraaf | Goedkeuring | Paraaf |
|--------|-----------|----------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | nov. 2009 | Robert 't Hart | | M. Klein Breteler | | Ing. A.T. Aantjes | |
| 2 | feb. 2010 | Robert 't Hart | <i>[Handwritten Signature]</i> | M. Klein Breteler | <i>[Handwritten Signature]</i> | Ing. A.T. Aantjes | <i>[Handwritten Signature]</i> |

Status

definitief

Inhoud

| | |
|---|-----------|
| Lijst van Tabellen | i |
| Lijst van Figuren | ii |
| 1 Inleiding | 1 |
| 2 Afschuiving, beschrijving van de mechanismen | 3 |
| 3 Evenwichtsbeschouwingen | 7 |
| 3.1 Evenwicht afschuiven totale bekleding | 7 |
| 3.1.1 Uitwerking evenwicht afschuiven totale bekleding met hydro-statische drukverdeling in de actieve en passieve zone | 7 |
| 3.1.2 Uitwerking evenwicht afschuiven totale bekleding met open teen | 11 |
| 3.1.3 Nabeschouwing evenwicht afschuiven totale bekleding | 13 |
| 3.2 Evenwicht Afschuiving toplaag | 13 |
| 4 Praktijk- en laboratoriumervaring in verhouding tot Steentoets2008 | 19 |
| 5 Samenvatting en conclusies | 25 |
| 6 Lijst met symbolen en afkortingen | 27 |
| 7 Literatuur | 29 |

Lijst van Tabellen

| | | |
|-----------|--|----|
| Tabel 4.1 | Gemeten verplaatsingen [mm] | 19 |
| Tabel 4.2 | Wrijvingsloze normaalkracht [kN/m^1] | 21 |
| Tabel 4.3 | Ontwerpgolfhoogte voor de proeflocaties | 21 |
| Tabel 4.4 | Vergelijking van gemeten normaalkrachten met berekende normaalkrachten | 23 |

Lijst van Figuren

| | | |
|------------|---|-----|
| Figuur 1.1 | Voorbeeld van ernstige schade aan teenconstructies | 2 |
| Figuur 2.1 | Standaard steenzetting met teruggetrokken golf als belasting voor mechanisme afschuiving toplaag | 3 |
| Figuur 2.2 | Standaard steenzetting met GWS als belasting voor mechanisme afschuiving totale bekleding | 4 |
| Figuur 2.3 | Afschuiving met bezwijken teenconstructie: A afschuiving toplaag; B. afschuiving totale bekleding; 1 diep stekende teenconstructie; 2 ondiepe teenconstructie | 5 |
| Figuur 2.4 | Principeschets van het kammen van een zetting. A strakke zetting waarbij taludhelling overeenkomt met de helling van de bovenzijde van de elementen; B gekamde zetting waarbij de bovenzijde van de elementen een steilere helling heeft dat het talud, doordat de blokken iets zeewaarts zijn gekanteld. | 6 |
| Figuur 3.1 | Krachten en drukken betrokken bij het evenwicht van een mootje bekleding onder SWL | 8 |
| Figuur 3.2 | Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie zonder oplichten | 8 |
| Figuur 3.3 | Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij net oplichten optreedt | 9 |
| Figuur 3.4 | Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij oplichten optreedt, SWL op het niveau van de teen | 10 |
| Figuur 3.5 | Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij nog geen oplichten optreedt | 11 |
| Figuur 3.6 | Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij oplichten optreedt | 12 |
| Figuur 3.7 | Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij SWL gelijk aan teen: geen oplichten meer | 12 |
| Figuur 3.8 | Basalton, waarbij aan de teen van het talud de koppen van de zuilen zijn gesprongen door te grote normaalkracht in het vlak van de zetting | 14 |
| Figuur 3.9 | Belastingssituatie met aanzienlijke normaalkracht tegen teenconstructie | 15 |
| Figuur 4.1 | Gemeten verplaatsingen bij verschillende belastingsniveaus | 20 |
| Figuur 4.2 | Proeflocatie Willemspolder, merk op dat de bestorting op de teen op de voorgrond nog aanwezig is, maar op de proeflocatie is deze voor de teen gedeponeed. | 21 |
| Figuur 4.3 | Proeflocatie Ouwerkerk | 22 |
| Figuur A.1 | Spanningen en afmetingen van belang voor berekening van het moment | A-1 |
| Figuur A.2 | Geometrie bekleding en teenschot | A-2 |

1 Inleiding

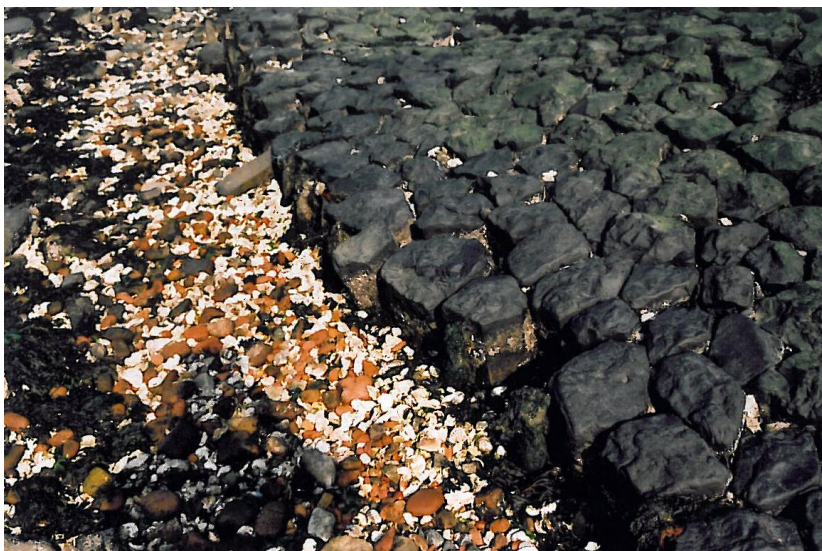
In 2008 is er een methodiek voor de beoordeling van steenzettingen op afschuiving beschikbaar gekomen, waarbij het afschuiven van de totale bekleding inclusief de onderlaag wordt beoordeeld.

Daarnaast is er nog een tweede mechanisme mogelijke bij afschuiving: het afschuiven van de toplaag, de feitelijke steenzetting. Deze tweede vorm van afschuiving hangt nauw samen met de normaalkracht in de zetting die ook voor de klemming zorgt. Als de teenconstructie kan bezwijken als gevolg van afschuiving van de toplaag of van de totale bekleding, dan is de normaalkracht in de zetting gelimiteerd door de bezwijkbelasting van de teenconstructie. Daarmee is dan ook de klemming in de toplaag gelimiteerd. Omdat dit mogelijk tot vroegtijdig bezwijken van de steenzetting leidt, verdient afschuiving de nodige aandacht.

Het schadebeeld wat bij ernstige problemen met de teen of overgangsconstructie hoort, is o.a. al beschreven in de "Schadecatalogus voor dijkbekledingen" [Van der Meer, 1990]. Daar wordt onder nr. 14.3 het schadebeeld omschreven als: spleet naast overgangselement. Daarbij wordt de opmerking geplaatst: "..... schadebeeld 14.3 (is) met name bezwaarlijk in verband met een afname van de klemming". Als mogelijke oorzaak wordt o.a. genoemd: "erosie voorover, met name voor de onder in het talud gelegen teenconstructie".

Nu lijkt de situatie waarin de teenconstructie los komt van de bekleding en er eventueel zelfs spleten tussen de onderste rijen elementen optreden eigenlijk wel het uiterste limietgeval: er is feitelijk geen enkele normaalkracht meer tussen de toplaagelementen op de onderste rijen van de bekleding, de klemming is die van een los blok. Het kan echter nog erger, de teenconstructie kan ook (vrijwel) ontbreken (schadebeeld 14.4) zoals in figuur 1.1, waar sommige zuilen van de onderste rij zelfs al voorover zijn gekanteld.

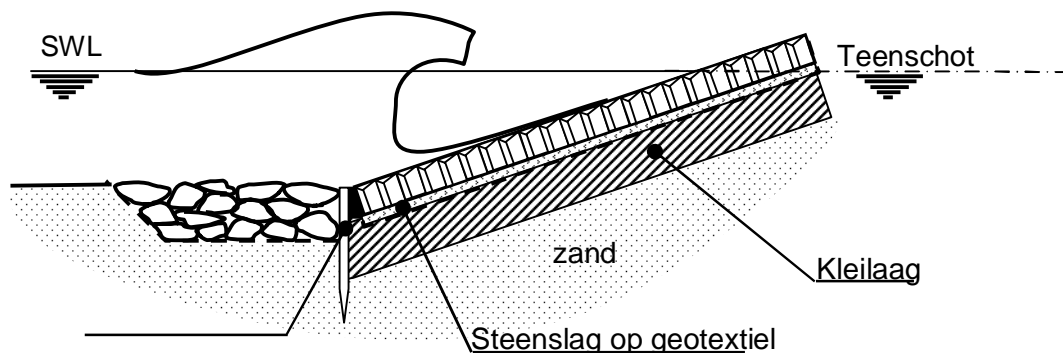
Uit dit praktijkgeval blijkt dat het geen vanzelfsprekendheid is dat de teenconstructie de normaalkracht in het vlak van de zetting altijd kan opnemen, zodat er sprake kan zijn van (voldoende) klemming.



Figuur 1.1 Voorbeeld van ernstige schade aan teenconstructies

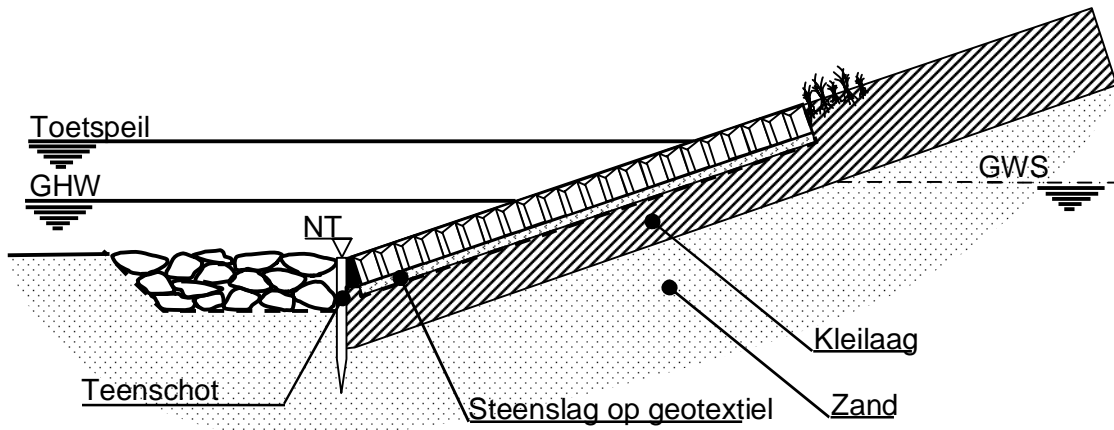
2 Afschuiving, beschrijving van de mechanismen

Afschuiven toplaag. Door golfwerking ondervindt vooral in de fase van de golfterugtrekking de toplaag een netto opwaartse waterdruk, waardoor de toplaag lokaal minder contact maakt met de granulaire laag, zodat de toplaag daar zou kunnen afschuiven. In Figuur 2.1 is de waterstand in het filter zeer conservatief gelijk genomen aan de buitenwaterstand (SWL). De normaalkracht in de zetting verhindert de afschuiving zolang die normaalkracht ook daadwerkelijk kan worden opgenomen. De normaalkracht moet worden opgenomen door de wrijving tussen filter en toplaag lager op het talud en eventueel door de teenconstructie.



Figuur 2.1 Standaard steenzetting met teruggetrokken golf als belasting voor mechanisme afschuiving toplaag

Afschuiven totale bekleding. Voor het afschuiven van de totale bekleding, inclusief onderlaag, wordt verondersteld dat de belangrijkste belasting wordt gevormd door de getijdegolf en/of de wegvallende stormopzet. Dit leidt tot een hoge grondwaterstand (GWS) bij een lage buitenwaterstand. Ook in dit geval zal een overdruk de wrijving met de ondergrond verminderen en aldus de teenconstructie belasten. In dit geval gaat het echter om de statische overdruk onder de kleilaag.



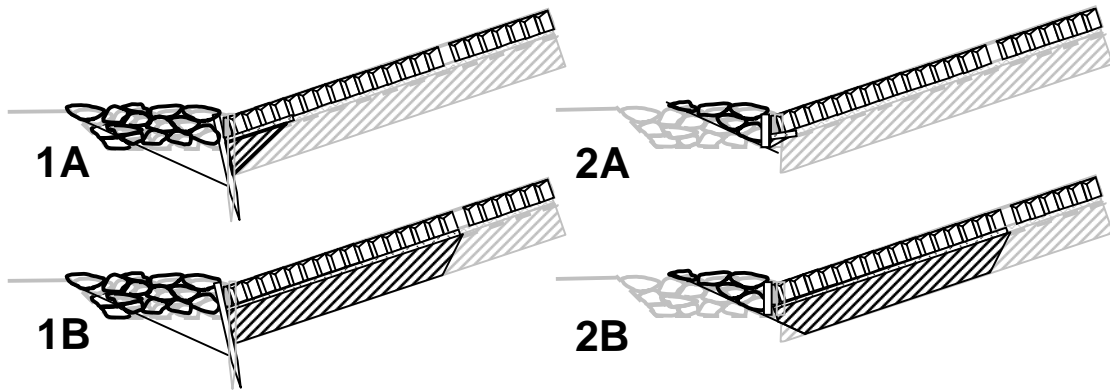
Figuur 2.2 Standaard steenzetting met GWS als belasting voor mechanisme afschuiving totale bekleding

Aangenomen wordt dat het teenschot star is in vergelijking met de omringende grond. Het is dan mogelijk voor beide vormen van afschuiving eenzelfde bezwijkpatroon te schetsen. Hoe dit patroon eruit ziet, is vooral afhankelijk van de hoogte van het teenschot en de afmetingen van de teenbestorting. Als de teenconstructie diep steekt, bijvoorbeeld bestaat uit damwandplanken van 1,80 m, dan zal hij roteren om een punt nabij het onderste uiteinde. In het voorland met de teenbestorting ontwikkelt zich een passief schuifvlak, dat van het scharnierpunt van het teenschot naar het maaiveld loopt. Aannemende dat de lengte van de bestorting voor het teenschot voldoende is, zal het bezwijkvlak door de teenbestorting lopen.

Steekt de teenconstructie niet diep, of betreft het diepstekende deel slechts een paar perkoenpalen per m^1 , dan zal het teenschot vrijwel horizontaal opzij worden gezet. Het passief schuifvlak in het voorland begint dan ook veel minder diep en zal mogelijk dus alleen door de teenbestorting lopen.

Het is aannemelijk dat de teenbestorting voor het teenschot relatief zeer stijf is in vergelijking met het niet bestorte voorlandmateriaal. Daarom is nog een moment overwogen of het mogelijk is dat het teenschot met de wijzers van de klok mee roteert om een punt ter hoogte van de teenbestorting, waarbij de zetting onder de teenbestorting schiet. De bestorting op het voorland verhoogt echter de korrelspanning in het materiaal daaronder, waardoor deze faalwijze niet aannemelijk is.

Zoals in de inleiding al is aangegeven, zal overbelasting van het teenschot de normaalkracht in de toplaag limiteren. Vooral in geval van een diep stekend teenschot en vervormingen als gevolg van afschuiving van de totale bekleding (situatie 1A in Figuur 2.3), zal het teenschot roteren ten opzichte van de oorspronkelijke positie. Dit leidt ertoe dat er mogelijk een gaping kan ontstaan tussen teenschot en toplaag. De normaalkracht en dus de klemming in de toplaag loopt in dat geval zeer sterk terug.



Figuur 2.3 Afschuiving met bezwijken teenconstructie: A afschuiving toplaag; B. afschuiving totale bekleding; 1 diep stekende teenconstructie; 2 ondiepe teenconstructie

Als wordt afgezien van effecten van grondwaterstroming zal per saldo de sterkte van de teenconstructie (bestaande uit schot, voorland en bestorting) voor beide wijzen van afschuiving dezelfde zijn. Die uitspraak is niet helemaal juist, maar binnen de nauwkeurigheidsmarges waarmee de sterkte in de praktijk normaliter wordt vastgesteld, wel verdedigbaar.

De belasting verschilt echter voor de beide situaties. Bij de afschuiving van de toplaag is de eerste belastingscomponent waar je aan denkt die welke volgt uit het evenwicht van het afschuivende deel van de toplaag. De situatie is echter aanzienlijk gecompliceerder. De tijd en meerdere belastingscomponenten spelen een rol.

Het afschuiven van de toplaag treedt alleen op als er sprake is van (bijna) oplichten van de toplaag. Maar het oplichten van de toplaag is een zeer tijdelijke belasting die niet meteen de hele teenconstructie opzij zal drukken. Het oplichten van de toplaag leidt dus hoogstens tot een kracht in de toplaag, die op de lange duur tot vervorming van de teenconstructie gaat leiden. Zodra de teenconstructie significant vervormt, valt de extreme kracht in de toplaag die inmiddels weer aanligt, weer deels weg: de wrijving doet zijn werk weer. En aangezien de stijfheid van de toplaag relatief groot is, zal de vervorming waarbij de belasting door de toplaag tot een aanvaardbaar niveau is teruggelopen, klein zijn. De toplaag moet telkens worden opgelicht om uiteindelijk tot een forse vervorming van de teen te leiden.

Bij een diepstekend teenschot zal door het kantelen van het teenschot ook een deel van het filter en de kleilaag in de actieve zone een bijdrage leveren aan de belasting. Daarnaast zal, in geval van een hogere GWS dan de SWL, de actieve zone voor wat betreft de klei- en filterlaag groter worden.

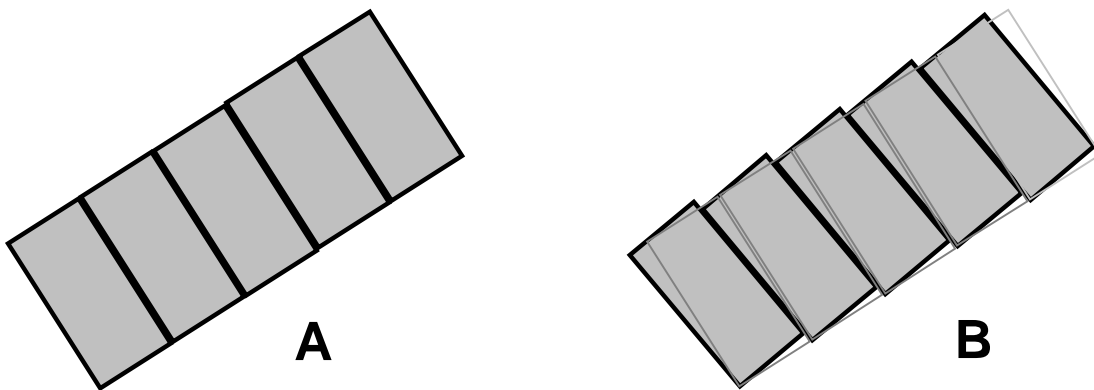
Visuele kenmerken

Uit eerder klemmingsonderzoek, te weten de trekproeven op individuele elementen in diverse typen steenzettingen, is komen vast te staan dat visuele kenmerken geen garantie geven voor een goede klemming. Anderzijds, visuele waarnemingen kunnen wel een indicatie leveren voor slechte klemming. Zo zal verminderde klemming door afschuiven of eventuele andere problemen met de teenconstructie dusdanige vormen kunnen aannemen dat er visueel al wat kan worden geconstateerd.

Een zeer extreem voorbeeld was al in 2.3 gepresenteerd. Klemming staat ter discussie als één van de volgende situaties van toepassing is op het teenschot of de aangrenzende zetting:

- De toplaagelementen aan de teen zijn niet meer opgesloten doordat teenconstructie is weggerot en de bestorting op vooroever ontbreekt of is in voorland weggezakt.
- Het teenschot is weggerot, waardoor een spleet, mogelijk gevuld met slib of zand, tussen zetting en teenbestorting aanwezig is.
- De teenbestorting op de vooroever is substantieel lager dan het niveau van de bovenzijde van het teenschot.
- De spleetbreedte bij de onderste rijen van de zetting is veel groter dan gemiddeld.
- De zetting nabij de teen is gekamd.

Indien genoemde kenmerken worden aangetroffen is rekening houden met klemming van de zetting niet vanzelfsprekend.



Figuur 2.4 Principeschets van het kammen van een zetting. A strakke zetting waarbij taludhelling overeenkomt met de helling van de bovenzijde van de elementen; B gekamde zetting waarbij de bovenzijde van de elementen een steilere helling heeft dan het talud, doordat de blokken iets zeewaarts zijn gekanteld.

3 Evenwichtsbeschouwingen

3.1 Evenwicht afschuiven totale bekleding

Voor de eerste benadering van het evenwicht van de totale bekleding kunnen twee verschillende aannamen worden gedaan:

1. Er is geen stroming van de GWS naar het buitenwater (SWL). De druk door de grondwaterstand is dan hydrostatisch. Deze aanname is zeer conservatief voor wat betreft de belasting.
2. Er is sprake van stroming van de grondwaterstand naar het buitenwater, waarbij het verval langs de ondoorlatende rand (onderzijde kleilaag, buitenzijde teenschot) lineair wordt verondersteld. Deze aanname is lichtelijk optimistisch voor wat betreft de belasting.

In het eerste geval wordt verondersteld dat de afsluitende laag op het diepste punt van de teenconstructie danwel de kleilaag onder de steenzetting zit. De waterdruk in zowel het voorland als onder de bekleding is dan Hydrostatisch. De sterkte is onder die aanname dus onafhankelijk van de GWS.

Als er is sprake van grondwaterstroming van de GWS naar het buitenwater, dan is er ook een opwaartse stroming door het voorland, dan wordt de korreldruk in het voorland en de teenbestorting daardoor gereduceerd. De sterkte is in het tweede geval dus wèl afhankelijk van de GWS.

Dat maakt dat wat een conservatieve aanname voor de belasting is (verhinderde grondwaterstroming ter plaatse van de teen), voor de sterkte wellicht wat optimistisch uitwerkt. En andersom, wat voor de belasting wat optimistisch leek, is voor de sterkte mogelijk een wat conservatieve aanname. Per saldo blijkt (zie bijlage) dat het conservatisme aan de belastingszijde dominant is: het netto effect van de grondwaterstroming maakt de constructie evident stabiel.

3.1.1 Uitwerking evenwicht afschuiven totale bekleding met hydro-statische drukverdeling in de actieve en passieve zone

Aangenomen wordt dat voor het evenwicht van de totale bekledingsdikte de golfdynamica geen rol speelt. Golfterugtrekking wordt dus niet meegerekend. Dit is mogelijk een optimistische aanname, die echter wel te rechtvaardigen is omdat het geotechnische bezwijken, waar het hier om gaat, over het algemeen een andere tijdschaal heeft dan die van de golfterugtrekking.

Aangenomen wordt dat de zetting, klei- en filterlaag en geotextiel geen trekspanningen kunnen opnemen¹. Voor het evenwicht wordt gekeken naar een mootje uit de bekleding, zie Figuur 3.1. Zolang de aandrijvende kracht voor de afschuiving kleiner is dan de wrijving met de zandondergrond speelt het niveau van de grondwaterstand en buitenwaterstand geen rol.

¹ In principe kan een geotextiel natuurlijk wel enige trekspanningen opnemen, maar als er toevallig net sprake is van een rand van het geotextiel, dan is de kracht beperkt tot wrijving van de overlappende delen over elkaar. Kortom als die trekspanning essentieel is voor de stabiliteit van de bekleding, dan moet bij aanleg van de constructie daar ook terdege rekening mee worden gehouden.

Die voorwaarde volgt uit het krachteenwicht:

$$g \Sigma(D\rho) \Delta x \sin(\alpha) - g \rho_w \Sigma D \Delta x \sin(\alpha) <$$

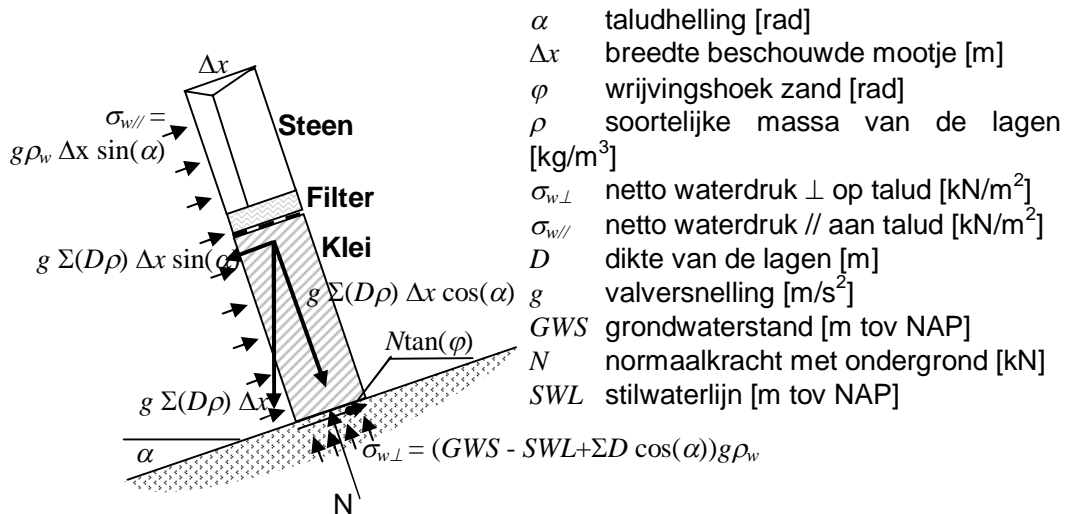
$$(g \Sigma(D\rho) \Delta x \cos(\alpha) - (GWS - SWL + \Sigma D \cos(\alpha)) g \rho_w \Delta x) \tan \varphi$$

Dit levert de volgende kritieke waarde voor afschuiven op:

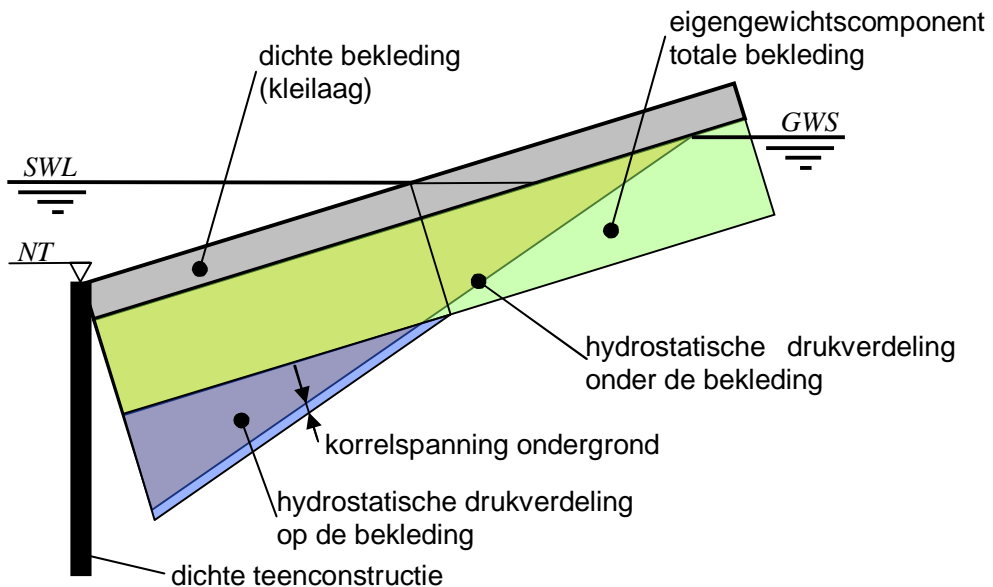
$$(GWS - SWL)_{kr} = \Sigma(\Delta D) \left[\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha)}{\tan \varphi} \right]$$

Waarin ΔD het product van het relatieve onderwater gewicht Δ en de laagdikte D betreft.

Als gegeven een bepaalde grondwaterstand de kritieke waarde van de buitenwaterstand wordt bereikt, en de buitenwaterstand gaat verder dalen, dan bouwt zich een belasting op de teenconstructie op ten gevolge van afschuiving.



Figuur 3.1 Krachten en drukken betrokken bij het evenwicht van een mootje bekleding onder SWL



Figuur 3.2 Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie zonder oplichten

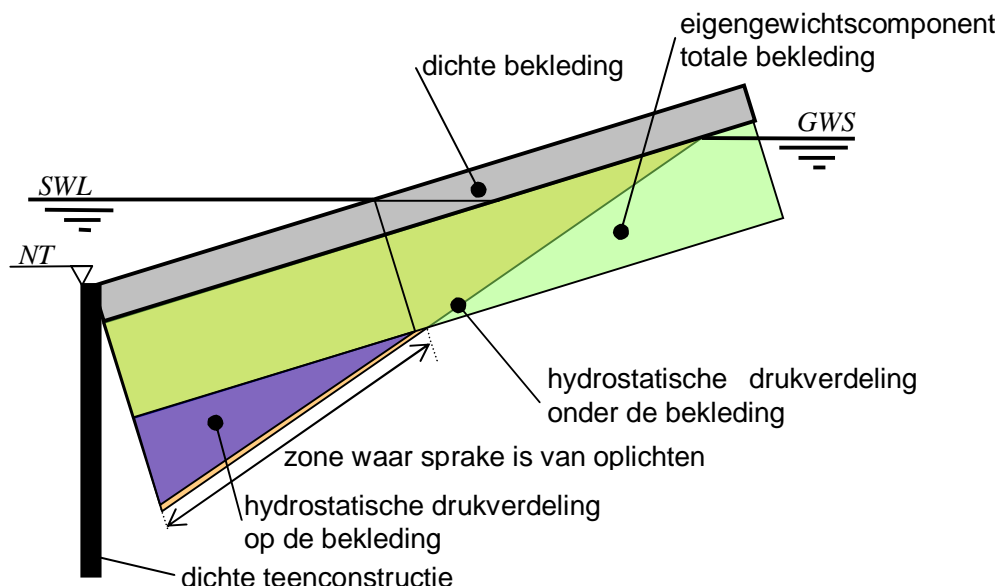
Zodra het verschil tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand hoger is dan de kritieke waarde, dan levert in ieder geval een moot bekleding van de teen tot aan de SWL een netto belasting op tegen de teenconstructie.

Daarbij is er nog sprake van een tweede kritieke waarde waarbij de bekleding volledig wordt opgelicht. Die drempelwaarde volgt uit de voorwaarde dat de normaalkracht uitgeoefend door het zandbed gelijk is aan 0. Oftewel, de netto waterdruk is precies in evenwicht met de eigengewichtcomponent loodrecht op het talud:

$$g \sum (D \rho) \Delta x \cos(\alpha) = (GWS - SWL + \sum D \cos(\alpha)) g \rho_w \Delta x.$$

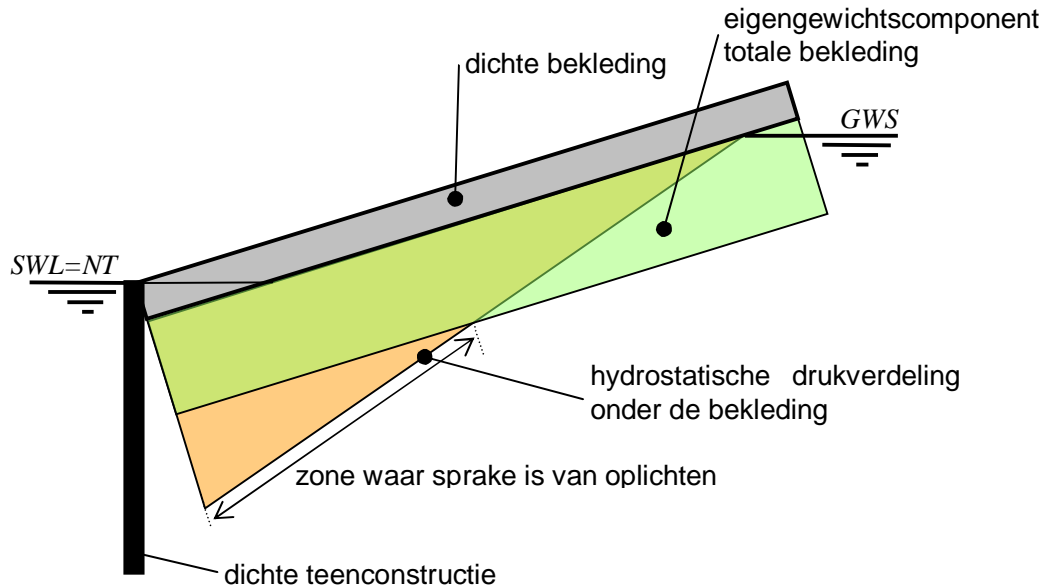
Deze drempelwaarde voor oplichten is dus:

$$(GWS - SWL)_{kr2} = -\sum D \cos(\alpha) + \frac{\sum (D \rho)}{\rho_w} \cos(\alpha) = \sum (\Delta D) \cos(\alpha)$$



Figuur 3.3 Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij net oplichten optreedt

Merk op dat als de buitenwaterstand (SWL) daalt, terwijl de grondwaterstand dezelfde blijft, dat dan ($GWS - SWL$) toeneemt. Als de teenconstructie dicht is en de drukverdeling onder de bekleding dus hydrostatisch is, dan lijkt een buitenwaterstand gelijk aan de teen het meest kritiek. De overdrukken worden dan namelijk het grootst. Daardoor wordt opbollen, gevolgd door lekkage, van de bekleding mogelijk wel een probleem, maar vanuit het oogpunt van afschuiven is dat niet per se de maatgevende situatie. Als de bekleding juist toe is aan opdrijven, dan rust de gehele gewichtcomponent in het vlak van de bekleding al tegen de teen. Verder oplopen van de netto druk over de bekleding, zie Figuur 3.4, brengt daar geen verandering in.



Figuur 3.4 Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij oplichten optreedt, SWL op het niveau van de teen

Zolang er nog geen sprake is van oplichten en er alleen rekening wordt gehouden met het gedeelte beneden de SWL² dan bedraagt de belasting op de teen:

In de eerst kritieke toestand, het begin van afschuiving, is er juist evenwicht langs het schuifvlak, de scheiding tussen klei en zand. Als gegeven een bepaalde grondwaterstand de kritieke waarde van de buitenwaterstand eenmaal is bereikt en de buitenwaterstand gaat verder dalen, dan bouwt zich een belasting op de teenconstructie op ten gevolge van afschuiving. Beneden het niveau van de op dat moment actuele buitenwaterstand is de korrelspanning constant tot aan de teen. Boven het niveau van de buitenwaterstand loopt hij lineair op tot het niveau waarbij geen afschuiven meer optreedt. Voor de berekening van de kracht op de teenconstructie wordt het verloop boven de SWL verwaarloosd. De kritieke buitenwaterstand wordt gegeven door:

$$SWL_{kr} = GWS - \Sigma(\Delta D) \left[\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha)}{\tan \varphi} \right]$$

Daalt de buitenwaterstand verder, dan wordt de afschuifkracht per eenheid van lengte:

$$g \rho_w \tan \varphi \left\{ GWS - SWL - \Sigma(\Delta D) \left[\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha)}{\tan \varphi} \right] \right\} = g \rho_w \tan \varphi \{ SWL_{kr} - SWL \}$$

De lengte van SWL tot teen bedraagt:

$$\frac{GWS - NT}{\sin(\alpha)}, \text{ zodat de kracht op de teenconstructie kan worden benaderd met:}$$

$$g \rho_w \{ SWL_{kr} - SWL \} \{ SWL - NT \} \frac{\tan \varphi}{\sin(\alpha)}$$

² Naarmate de eerste drempelwaarde verder wordt overschreden, gaat er ook een steeds grotere bijdrage komen van het gedeelte boven SWL, zoals er ook in figuur 6 een deel van de zone waar er sprake is van opdrijven, boven SWL ligt.

Waarin:

NT het niveau van de teen is ten opzichte van NAP.

Of als er wel sprake is van oplichten, dan is dat over een afstand van de waterlijn waarbij juist de tweede kritieke waarde wordt bereikt $SWL_{kr2} = GWS - \Sigma(\Delta D)\cos(\alpha)$, tot aan het teenniveau NT :

$$\frac{GWS - \Sigma(\Delta D)\cos(\alpha) - NT}{\sin(\alpha)}$$

De bijbehorende gewichtsc component per eenheid van lengte is: $g\Sigma(D\rho)\sin(\alpha)$, zodat de kracht op de teenconstructie bedraagt:

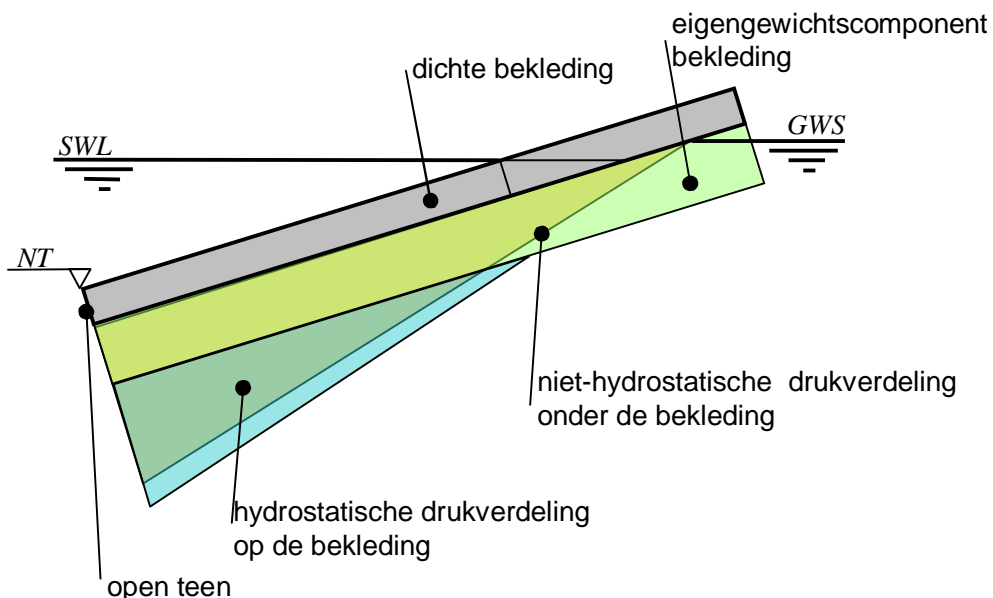
$$F = \Sigma(\rho D).g.\{GWS - \Sigma(\Delta D)\cos(\alpha) - NT\} = \Sigma(\rho D).g.\{SWL_{kr2} - NT\}$$

3.1.2 Uitwerking evenwicht afschuiven totale bekleding met open teen

Als de teen hydrologisch gezien open is, dan zal er sprake zijn van een grondwaterstroming die wordt aangedreven door het niveauverschil tussen grond- en buitenwaterstand (GWS-SWL). Als de grondwaterstand hoger is dan de buitenwaterstand dan ondervindt de bekleding in principe een opwaartse druk. Door de grondwaterstroming wordt de druk onder de bekleding gereduceerd ten opzichte van de situatie met de gesloten teen.

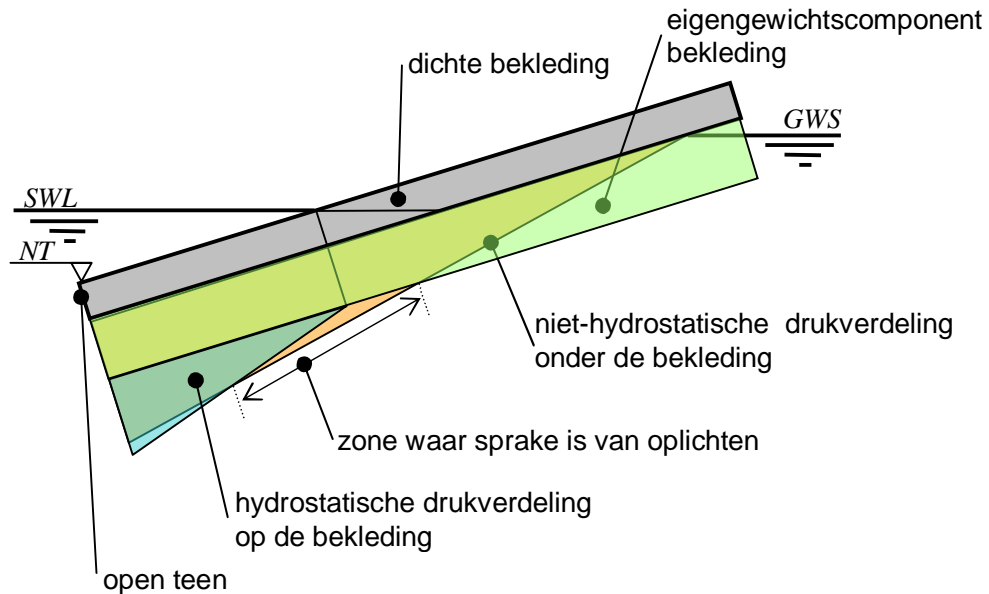
In deze wat grove exercitie wordt het verloop van de druk onder de bekleding vereenvoudigd tot een recht verloop: van nul ter plaatse van de grondwaterstand, tot gelijk aan de buitenwaterstand ter plaatse van de open veronderstelde teen. Er is in deze exercitie uitgegaan van de extreme situatie dat slechts de kleilaag van de bekleding de grondwaterstroming verhindert. In de praktijk kan er ook nog een teenschot of gesloten palenrij zijn, die dieper steekt dan de onderzijde van de kleilaag onder de zetting.

Voor een situatie met een buitenwaterstand net iets lager dan de grondwaterstand geeft Figuur 3.5 de drukverdelingen. Als gevolg van het geringe stijghoogteverschil wijkt de drukverdeling onder de bekleding nog nauwelijks af van de hydrostatische.



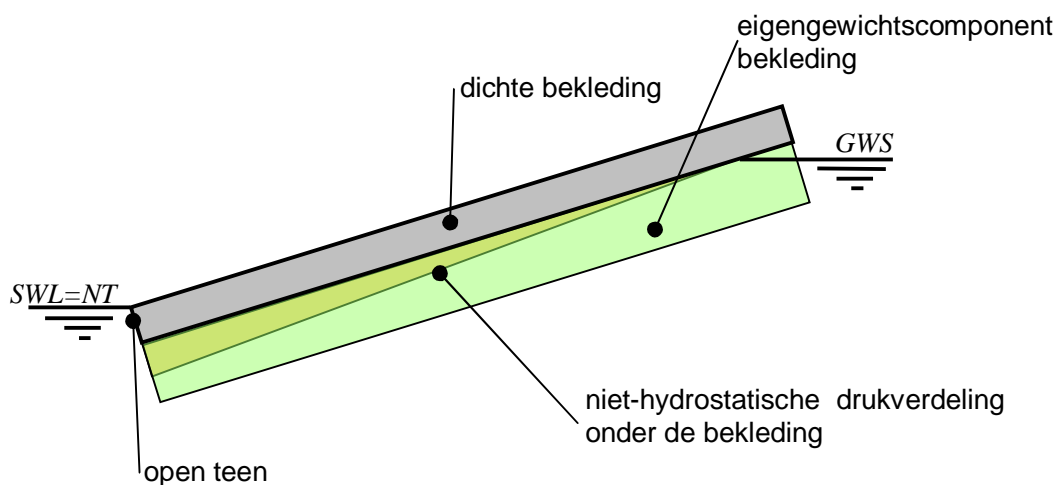
Figuur 3.5 Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij nog geen oplichten optreedt

In Figuur 3.6 is de situatie gegeven die in geval van een open teen het meest ongunstig is: een buitenwaterstand ongeveer halverwege het niveau van de grondwaterstand en het niveau van de teen.



Figuur 3.6 Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij oplichten optreedt

Als de buitenwaterstand nog verder daalt, zie Figuur 3.7, dan loopt de druk onder de bekleding verder terug als gevolg van de krachtiger grondwaterstroming. Per saldo is de situatie van een buitenwaterstand op teenniveau weer minder bedreigend dan de voorafgaande situaties. Dit geldt des te meer omdat door de grondwaterstroming gedurende het vallen van de buitenwaterstand ook de grondwaterstand nog wat zal zakken.



Figuur 3.7 Componenten van druk loodrecht op het talud, situatie waarbij SWL gelijk aan teen: geen oplichten meer

Per saldo blijkt de sterkte van de teenconstructie, zie bijlage, niet al te ernstig te worden beïnvloed door de grondwaterstroming.

Geconcludeerd mag worden dat de grondwaterstroming inderdaad de sterkte van de teenconstructie iets negatief kan beïnvloeden. Maar de invloed daarvan is, zeker gezien de onzekerheid in de geotechnische parameters geen factor om op voorhand al rekening mee te houden. Het positieve effect van de grondwaterstroming op de belastingen zal altijd groter zijn.

3.1.3 Nabeschouwing evenwicht afschuiven totale bekleding

Merk op dat over het gedeelte dat de bekleding over de ondergrond van zand afschuift, dat de gewichtscomponent van de stenen al een rol speelt in de belasting op de teen. In geval van oplichten door de grondwaterdrukken is die bijdrage zelfs volledig. Het eventueel gelijktijdig opgelicht worden van de toplaag door de golfwerking levert dan dus geen extra bijdrage meer aan de belasting op het teenschot. Er mag immers vanuit worden gegaan dat boven de SWL er geen noemenswaardige opwaartse waterdrukken in het filter zijn, zodat slechts een gedeelte beneden de SWL een bijdrage zal leveren.

Voorts dient te worden opgemerkt dat voor afschuiving van de volledige bekleding de SWL niet al te hoog kan zijn, omdat de SWL in ieder geval voldoende ver beneden de grondwaterstand moet liggen.

Het moge duidelijk zijn dat voor combinaties van GWS en SWL waarbij er oplichten optreedt, afschuiving van de toplaag nooit maatgevend kan zijn. Het is echter niet meteen uit te sluiten dat bij hogere SWL afschuiven van de toplaag wel de maatgevende belasting op kan leveren. Daartoe zullen echter verschillende cases de revue moeten passeren.

Het lijkt logisch te veronderstellen dat op het moment dat de toplaag wordt opgelicht dat dan het eigengewicht van de toplaag niet op de onderlagen rust, waardoor de onderlagen eerder af zullen schuiven. Echter, men moet wel bedenken dat voor het oplichten van de toplaag een waterdruk in het filter nodig is die niet alleen op de toplaag een opwaartse druk uitoefent, maar ook op de kleilaag een overeenkomstige neerwaartse. Per saldo resulteert het oplichten van de toplaag dus niet in het wegvallen van de eigengewichtscomponent van de bekleding. Het evenwicht blijft op het moment van oplichten van de toplaag echter niet hetzelfde. Als gevolg van de golfsterugtrekking is er lokaal een lagere waterstand op het talud, die ook op het scheidingsvlak van klei en zand tot een lagere gronddruk leidt. Per saldo zal er op het moment van golfsterugtrekking dus wel degelijk een neiging tot afschuiving bestaan, maar, zoals eerder opgemerkt, de (geotechnische) afschuiving vereist een langduriger belasting dan die van de golfsterugtrekking.

3.2 Evenwicht Afschuiving toplaag

Voor het bezwijken van het teenschot als gevolg van de afschuiving van de toplaag is de normaalkracht in de toplaag bepalend. De normaalkracht in de toplaag is lastig in te schatten, omdat hij van een groot aantal factoren afhankelijk is.

De absolute ondergrens voor deze kracht is 0,0. Dat betreft de situatie waarbij de elementen domweg op wrijving op het talud liggen en geen normaalkrachtsinteractie in het vlak van het talud hebben.

De absolute bovengrens volgt uit het steengewicht, de taludhelling en de wrijvingscoëfficiënt met het granulaire filter. Dit maximum kan worden gecreëerd als er sprake is van een stijve teenconstructie en een inklinkend dijklichaam. De relatief stijve toplaagelementen worden dan opgespannen door de eigengewichtscomponent langs het talud en door de neerwaarts gerichte wrijvingskracht uitgeoefend door de filterlaag. Figuur 3.8 geeft een uitzonderlijk praktijkgeval waarbij de normaalkracht zelfs zover is opgelopen dat hij de koppen van de gezette elementen deed splijten.



Figuur 3.8 Basalton, waarbij aan de teen van het talud de koppen van de zuilen zijn gesprongen door te grote normaalkracht in het vlak van de zetting

De werkelijke waarde voor de normaalkracht zal ergens tussen deze uitersten liggen. Een reëler minimum volgt uit het evenwicht bij oplichten van de toplaag over bijvoorbeeld tweemaal de lek lengte van de toplaag:

$$N = 2\lambda\Delta D\rho g \cos(\alpha)$$

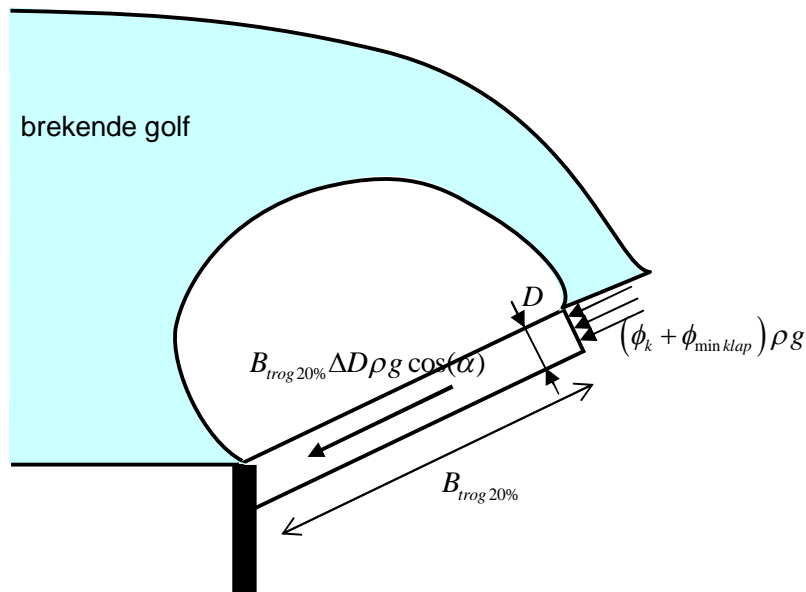
Een aanzienlijke waarde kan worden afgeleid uit de drukverdeling van een extreme golfklap van het type 1 [Klein Breteler 2009]. Veronderstel daartoe dat de piekdruk zondermeer doordringt tot in een voeg op een trog-breedte van de teen en veronderstel oplichten van de elementen ter plaatse van de trog van de belasting, zie Figuur 3.9. Dat levert dan de volgende normaalkracht op:

$$N = (\phi_k + \phi_{\min\text{klap}}) D\rho g + B_{\text{trog}20\%} \Delta D\rho g \cos(\alpha)$$

Substitueren van de in Steentoets2008 gebruikte formules levert:

$$\begin{aligned} N &= \left(H_s \left(30 - \frac{\xi_{op}}{\tan(\alpha)} \right) \left(\frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2} + 0,05 H_s \right) D\rho g + 0,29 H_s \Delta D\rho g \cos(\alpha) \\ &= H_s \left(\left(30 - \frac{\xi_{op}}{\tan(\alpha)} \right) \left(\frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2} + 0,05 + 0,29 \Delta \cos(\alpha) \right) D\rho g \end{aligned}$$

(Ook Steentoets2008 rekt zelf per belasting een normaalkracht uit om de klemming te kunnen beoordelen, maar die formules zijn niet zondermeer in een gesloten uitdrukking weer te geven: te complex voor deze verkenning.)



Figuur 3.9 Belastingssituatie met aanzienlijke normaalkracht tegen teenconstructie

Deze formule is numeriek geëvalueerd en dit blijkt te leiden tot normaalkrachten die overeenkomen met ca. 2m steengewicht voor 0,5 m golf tot 8 m steengewicht voor een 4 meter hoge golf. Dit zijn waarden die als statische belasting op de teenconstructie waarschijnlijk tot aanzienlijke vervormingen zullen leiden. Dat leidt tot een aantal vragen:

1. is deze klap wel reëel? 1a. Is het wel mogelijk dat de klap zo dicht bij de teenconstructie optreedt? 1b Is het wel reëel om te veronderstellen dat de volledige golfklapdruk doordringt tot in de spleet?
2. is de maatgevende belasting bij de teen normaliter al niet opgetreden? Oftewel heeft de praktijk niet al bewezen dat er geen probleem is?
3. is een dergelijke kortdurende belasting in staat om het teenschot significant te laten vervormen?

Het antwoord op vraag 1a kan worden gegeven door naar de belastingsformules te kijken. De horizontale afstand tussen de klap (punt 5) en de zeewaartse zijde van de trog (punt 2) wordt beschreven door:

$$x = \frac{\phi_k}{\tan(\theta_{k50-80\%})} + B_{trog\ 20\%} + \frac{0,3\phi_{bklap}}{\tan(\theta_{fklap})}$$

Dit is te herschrijven tot:

$$x = \frac{H_s \left(30 - \frac{\xi_{op}}{\tan(\alpha)} \right) \left(\frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2}}{\tan(84^\circ)} + 0,29 H_s + \frac{0,3 \cdot 0,63 H_s}{2,1}$$

$$= H_s \left\{ 0,105 \left(30 - \frac{\xi_{op}}{\tan(\alpha)} \right) \left(\frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2} + 0,38 \right\}$$

Hierbij is de variatie van $\theta_{k.50-80\%}$ tussen 82 en 85° die bij de validatie is geïntroduceerd benaderd door uit te gaan van 84°.

En de afstand van het snijpunt van SWL en talud tot de golfklap is:

$$\frac{x_{\phi \max}}{H_s} = \min \left\{ \frac{0,42}{\sqrt{s_{op}}} - 0,9; 6,5 \right\}$$

Aldus kan de relatieve waterdiepte van de overgangsconstructie ten opzichte van de golfhoogte worden bepaald:

$$\frac{\sum x}{H_s} = \left\{ 0,105 \left(30 - \frac{\xi_{op}}{\tan(\alpha)} \right) \left(\frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2} + 0,38 + \min \left\{ \frac{0,42}{\sqrt{s_{op}}} - 0,9; 6,5 \right\} \right\}$$

Deze vergelijking is numeriek uitgewerkt, waaruit blijkt dat de verhouding tussen golfhoogte en waterdiepte mogelijk is. (Dat had ook kunnen worden opgemaakt uit het feit dat golfklappen tot 1 maal de golfhoogte onder de SWL inslaan.) De klap kan dus inderdaad op een beperkte afstand van de teenconstructie inslaan.

Het representatief stellen van de druk op het talud voor de druk in de spleet is een zeer conservatieve aanname, waar best wat op is af te dingen. In Zsteen werd voor de druk in de spleet het gemiddelde genomen van de druk onder en de druk boven de bekleding. Aangezien de druk onder de bekleding bij open toplagen sterk wordt beïnvloed door de druk onder de bekleding, zal de reductie door een nauwkeuriger berekening beperkt blijven tot hoogstens tientallen procenten: de orde van grootte blijft dezelfde.

Voor het antwoord op vraag 2 zouden de opgetreden hydraulische randvoorwaarden en dan met name de golven, oftewel de wind bekend moeten zijn. Het lijkt echter zeer onwaarschijnlijk dat de golfomstandigheden bij de extremititeit van de wind vergelijkbaar met de extremititeit van toetspeil, al een keer is opgetreden. Dus op die grond kan het probleem van de afschuiving van de toplaag niet worden weggeschreven.

Het antwoord op de derde vraag is lastiger te geven.

De tijdsduur van een golfklap is, afhankelijk van de golfhoogte, in de orde van 0,1 tot 1 s. Dit is een tijdsduur waarbinnen geotechnisch bezwijken niet volledig plaats zal vinden. Het is echter denkbaar dat herhaalde belastingen toch incrementeel tot forse vervormingen kunnen leiden. Het lijkt reëel om dus niet uit te gaan van een zeldzaam belastingsgeval, maar een veel voorkomende belastingsituatie als uitgangspunt aan te nemen.

Het veronderstelde bezwijken verloopt stapsgewijs:

1. De grond en de daarop gelegen steenzetting in de actieve zone van de overgangsconstructie levert een basis belasting op de overgang.
2. Een golf wekt een grote normaalkracht in de toplaag op, de golfbelasting valt weg, maar de normaalkracht blijft aanwezig.
3. De aanhoudende normaalkracht in combinatie met de basisbelasting duwt de overgangsconstructie een klein stukje opzij, waarbij de normaalkracht zeer snel terugloopt, omdat de steenzetting veel stijver is dan de teenconstructie.
4. terug naar 2

Door de cumulatieve vervorming van het teenschot zal de opbouw van de normaalkracht in de zetting door de golven uiteindelijk steeds moeizamer verlopen: de zetting komt iets losser

te liggen, waardoor grotere zijdelingse blokverplaatsingen nodig zijn om een vergelijkbare normaalkracht in de zetting te krijgen.

Het bezwijken van de teenconstructie is dus een langdurig proces. Beperkte vervorming van de teen leidt tot een krachtniveau in de toplaag waarbij bezwijken van de toplaag mogelijk maatgevend wordt.

4 Praktijk- en laboratoriumervaring in verhouding tot Steentoets2008

Alhoewel veel gerapporteerde schadegevallen aan steenzettingen grenzen aan overgangsconstructies, kan eigenlijk nooit met zekerheid worden gesteld dat de schade voortkomt uit een onvoldoende functionerende teenconstructie. (Figuur 1.1 vormt een wel heel extreme uitzondering waar het oorzakelijk verband wel aanwezig is.)

In de praktijk wordt echter weleens geconstateerd dat zettingen niet goed aansluiten op de teenconstructie. Dat gaat dan echter om gevallen waarbij aan de hand van spleten visueel kan worden vastgesteld dat van klemming al geen sprake meer is. In die gevallen dient bij de toetsing uiteraard te worden aangegeven dat er geen klemming in de zetting aanwezig is.

Zorgpunt is echter de teenconstructie die nog niet zover heen is dat aan de hand van spleten evident kan worden waargenomen dat klemming afwezig is.

Tot de ervaringsgegevens kunnen ook worden gerekend de resultaten van de beproeving van teenconstructies in de praktijk [Peters, 2008] en een meting van de normaalkracht nabij de onderste overgangsconstructie in een proefopstelling in de Deltagoot [Wolters, 2007].

Wolters [2007] rapporteert over een in de Deltagoot beproefde zetting van op hun kant geplaatste vierkante betonblokken. De bij de onderrand van de zetting ingebouwde opnemer registreerde na afloop van het proevenprogramma ca. 50 kN (=halve goot) waarmee de normaalkracht in de zetting dus ca. 20 kN/m¹ bedroeg.

De normaalkracht in de betreffende zetting kan, indien deze wrijvingsloos op de bedding lag, worden berekend uit de taludhoogte (3,25 m), de toplaagdikte (0,5 m) en de dichtheid van het beton (2280 kg/m³, effectief onder water 1280 kg/m³). Die gegevens resulteren in een normaalkracht van ca. 20,4 kN/m¹. In deze proefopstelling heeft de zwaarbelaste, maar niet bezweken toplaag van de zetting dus een normaalkracht ontwikkeld die overeenkomt met een normaalkracht die zou optreden als de wrijving met de bedding (de filterlaag) afwezig was.

Peters [2008] rapporteert veldproeven waarbij, door nabij de teenconstructie enkele stenen uit het talud te nemen en deze te vervangen door een vijzelconstructie, er forse krachten op teenconstructies zijn uitgeoefend. De onderstaande tabel geeft een indicatie van de krachtniveaus en de daarbij opgetreden verplaatsingen in het vlak van de bekleding.

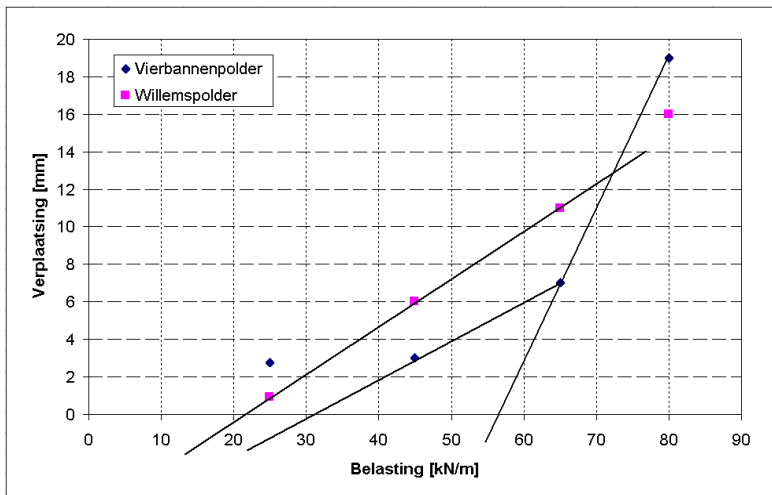
| Kracht | verplaatsing* [mm] | |
|----------------------|--------------------|---------------|
| | Vierbannepolder | Willemspolder |
| 25 kN/m ¹ | 2,75 | 0,9 |
| 45 kN/m ¹ | 3 | 6 |
| 65 kN/m ¹ | 7 | 11 |
| 80 kN/m ¹ | 19 | 16 |

Tabel 4.1 Gemeten verplaatsingen [mm]

* de gegeven verplaatsingen zijn bereikt na de eerste maal belasten tot het genoemde krachtniveau. Voor 25, 45 en 60 kN/m¹ is dat na 2 minuten (1 min oplopende belasting en 1 min constante belasting), voor de 80 kN/m¹ is dat na 6 uur oplopende belasting.

De bovenstaande data kunnen worden uitgelegd als was er in beide zettingen al een voorspanning aanwezig is geweest van ca. 22 kN/m¹ voor de locatie Willemspolder en ergens

tussen de 40 en 60 kN/m¹ voor de locatie Vierbannenpolder (geen betrouwbare waarde). Het aanbrengen van die belasting levert bij het belasten van de randen van het gemaakte gat vrijwel geen vervorming (de eerste ca. 3 mm verplaatsing bij de Vierbannenpolder wordt geïnterpreteerd als dichtdrukken van de verplaatsingen opgetreden bij het aanbrengen van de vijzelconstructie). Zie de linearisaties in Figuur 4.1.



Figuur 4.1 Gemeten verplaatsingen bij verschillende belastingsniveaus

In deze proef is de belasting over een beperkte lengte aangebracht (1 m¹). En de genoemde waarden (22 kN en 30-60 kN) zijn gebaseerd op een plane stress-situatie. Het is echter zeer aannemelijk dat de belasting zich over een zekere breedte spreidt, zodat de gemeten waarden om die reden moeten worden gereduceerd.

De belasting is bij de Willemspolder op drie rijen Hydro-blocks vanaf het teenschot aangebracht. Aangezien de Hydro-blocks op die locatie in een vierkantsverband lagen mag worden verondersteld dat de belastingsspreiding gering was. Verondersteld wordt dat ter plaatse van het teenschot grofweg 1,5 m werd belast. Gezien de zeer forse teenbestorting (extra hoog omdat de teen van de zetting moest worden vrij gegraven, zie Figuur 4.2) wordt aangenomen dat ook hier nog sprake is van een flinke afdracht in zijdelingse richting. Daarom wordt verondersteld dat voor de Willemspolder er sprake is van een representatieve breedte van ten minste 3 m¹ i.p.v. voor de enkele m¹ die feitelijk werd belast. Voor de Willemspolder wordt daarom uitgegaan van 7 kN/m¹.



Figuur 4.2 Proeflocatie Willemspolder, merk op dat de bestorting op de teen op de voorgrond nog aanwezig is, maar op de proeflocatie is deze voor de teen gedeponeed.

Op de proeflocatie Vierbannenpolder is de basaltzetting belast op ca. 4 stenen afstand van het teenschot, zie Figuur 4.3. Op grond van [Blom 2007] wordt verondersteld dat de belastingspreiding voor een echte zuilenzetting wat groter is dan die voor de Hydro-blocks. Uitgegaan wordt van een spreiding onder 45 graden, zodat de belaste breedte bij het teenschot ca. 2 m¹ betreft. Aangezien het bij de Vierbannenpolder een teenschot betreft wat zeer lang is (1,80 m), wordt verondersteld dat de gemeten kracht representatief is voor een breedte van 3 tot 4 m¹. Voor de Vierbannenpolder wordt daarom uitgegaan van een normaalkracht van 8 tot 20 kN/m¹.

De wrijvingsloze normaalkracht kan voor deze prototype proeven worden berekend uit de geometrische kenmerken en het (onderwater)gewicht van de zettingen.

| Locatie | Toplaag dikte [m] | Grenzen [m +NAP] | Onder water [kN/m ¹] | Boven water [kN/m ¹] |
|-------------------------|-------------------|------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Vierbannenpolder totaal | | | 19,5 | 30 |
| bovendeel | 0,35 | 3,07-1,50 | 10,2 | 15,6 |
| onderdeel | 0,25 | 1,50-(-0,50) | 9,3 | 14,2 |
| Willemspolder | 0,40 | 3,19-0,46 | 14 | 25 |

Tabel 4.2 Wrijvingsloze normaalkracht [kN/m¹]

De belastingsgeschiedenis van de twee dijkvakken is uiteraard niet exact bekend, maar een indicatie wordt gevormd door ontwerp-randvoorwaarden voor de betreffende locaties. Deze zijn weergegeven in de volgende tabel.

| locatie | h = 0,0 m +NAP | H = 2,0 m +NAP |
|------------------|----------------|----------------|
| Vierbannenpolder | 1,5 m | 2,0 m |
| Willemspolder | 1,5 m | 1,7 m |

Tabel 4.3 Ontwerpgolffhoogte voor de proeflocaties

Het lijkt erop dat de normaalkracht die in de zettingen in het prototype aanwezig was, hoger is dan de wrijvingsloze normaalkracht uitgaande van het onderwater gewicht.

Merk op dat bovenstaande voorzichtig is geformuleerd, omdat de wijze van openbreken van de zetting en vervolgens belasten geen zekerheid geeft over de werkelijke normaalkracht in de zetting. Daarnaast was er enige onduidelijkheid over de exacte wijze van belasten. Het lijkt erop dat de uitgeoefende kracht door de vijzel een drempelwaarde kende, waardoor de belasting vertraagd op de bekleding werd uitgeoefend.



Figuur 4.3 Proeflocatie Ouwerkerk

In ieder geval mag worden geconcludeerd dat de betreffende teenconstructies nog relatief stijf reageerden bij belastingen (normaalkrachten) die het onderwatergewicht van de bekleding te boven gingen. De overgang van relatief stijf naar slapper vond plaats bij belastingen ongeveer overeenkomstig het bovenwater gewicht.

Nu is uiteraard heel interessant hoe deze praktijk en laboratorium ervaring zich verhoudt tot de normaalkrachten waar Steentoets2008 mee rekent. Nu berekent Steentoets2008 eigenlijk geen krachten op teenconstructies uit. Er wordt voor een geklemde zetting slechts een normaalkracht ter plaatse van het maatgevende punt berekend om aldus de klemming te kunnen bepalen. Als we ons even beperken tot de bijdrage aan de normaalkracht die niet door de golfwerking wordt beïnvloed (dus zonder de termen die samenhangen met de hydrostatische druk en de stijghoogte in de spleet door golfbelasting), dan wordt de normaalkracht (per eenheid van breedte) momenteel in Steentoets2008 berekend met:

$$N_{opt} = \min(N_{opt1}; N_{opt2}) \quad (.1)$$

Het minimum van enerzijds een lineair verband:

$$N_{opt1} = (4D + 0,2(x_{N=0} - x_N) \tan \alpha) \rho g D(1 + \Delta) \quad (.2)$$

En anderzijds een wortelfunctie:

$$N_{Opt2} = 4\rho g D^2 (1 + \Delta) \left(\frac{(x_{N=0} - x_N) \tan \alpha}{4D} \right)^{0,2} = 3,03 \rho g D^{1,8} (1 + \Delta) ((x_{N=0} - x_N) \tan \alpha)^{0,2} \quad (.3)$$

Daarin is $(x_{N=0} - x_N) \tan \alpha$ de verticale afstand van het niveau van de overgangsconstructie waar de normaalkrachtsopbouw begint, tot het belaste niveau, waar moet worden beoordeeld of er bezwijken optreedt. In dit geval gaat het dus om het niveauverschil tussen bovenzijde van het talud en de teenconstructie.

De beide takken kunnen worden samengenomen in de volgende formule:

$$N_{Opt} = \rho g D^{1,8} (1 + \Delta) \cdot \min \left(\left(\frac{4D + 0,2(x_{N=0} - x_N) \tan \alpha}{D^{0,8}} \right); 3,03 ((x_{N=0} - x_N) \tan \alpha)^{0,2} \right) \quad (.4)$$

Voor de Deltagootproef was het hoogteverschil 3,25 m en de bekledingsdikte (D) 0,5 m (niet-verschaalde gekantelde blokken).

Deze formule levert de in Tabel 4.4 gepresenteerde waarden op, waarbij kan worden aangetekend dat de wortelvorm in alle berekende gevallen maatgevend bleek.

| Locatie | Normaalkracht | | | |
|-----------------|------------------------------|---------------------------------|--|--|
| | Gemeten [kN/m ¹] | Steentoets [kN/m ¹] | Wrijvingsloos onderw. [kN/m ¹] | Wrijvingsloos bovenw. [kN/m ¹] |
| Deltagoot | 20 | 25 | 20 | 36 |
| Vierbannepolder | 8 à 20 | 22 | 19,5 | 30 |
| Willemspolder | 7 | 16 | 14 | 25 |

Tabel 4.4 Vergelijking van gemeten normaalkrachten met berekende normaalkrachten

De vergelijking van de gemeten en berekende normaalkrachten levert een vrij eenduidig beeld op. Het blijkt dat het verband dat momenteel in Steentoets2008 is geïmplementeerd, de normaalkracht zonder golfinvloed iets overschat (onveilige waarde) voor de Deltagoot en voor de twee prototype locaties.

Daarbij dient te worden opgemerkt dat de teenconstructie voor de steenzetting in de Deltagoot extreem stijf was: een betonnen plaat op het ondertalud, verankerd aan de bodem van de goot. In dit geval zou je dus eigenlijk de maximale normaalkracht verwachten.

De teenconstructie in de Vierbannepolder was een relatief diep stekende houten damwand (1,80 m lang). Dat betreft dus ook een zeer fors uitgevoerd teenschot. Aan de Willemspolder was het teenschot van recenter datum: een betonplaat gesteund door een aantal perkoenpalen, maar met een zeer aanzienlijke bestorting op de teen, zie Figuur 4.2.

Op grond van de zwaarte van de teenschotten zou mogen worden verwacht dat in de Deltagoot er sprake zou zijn van een verhoudingsgewijs hogere normaalkracht. Dat blijkt niet evident het geval. Daarbij moet echter worden aangetekend dat in de praktijk ook andere effecten de kracht op de teenconstructie verder kunnen laten oplopen. Het gaat dan om aspecten die in de opstelling in de Deltagoot geen rol hebben gespeeld. Te denken valt aan:

- Klink van het dijklichaam, waardoor de relatief stijve toplaag wordt opgespannen;
- Belasting van alle niveaus van de teen af naar boven door het getij.

De bekleding van de Vierbannepolder, een klassieke basaltzetting heeft een aanzienlijke ouderdom, zodat klink van het dijklichaam gedurende de levensduur van de bekleding ongetwijfeld is opgetreden.

Een vergelijking van de normaalkracht zoals deze in Steentoets2008 is ingebouwd met de meting in de Deltagoot leert dat de huidige implementatie relatief hoog is. Het is echter niet mogelijk om te stellen dat de implementatie onveilig is, omdat de gemeten normaalkrachten slechts de waarden zijn die in niet maatgevende omstandigheden optreden, terwijl Steentoets2008 wel wordt geacht die situatie te beschrijven.

Per saldo kan er voor Steentoets2008 dus geen lering uit de gemeten normaalkrachten worden getrokken. Daartoe zou de werkelijke bezwijkwaarden van de teenconstructies moeten zijn bepaald.

Als het meer dan evenredig oplopen van de krachtsvervormingsgrafiek bij het laatste meetpunt in Figuur 4.1 wordt uitgelegd als (begin van) bezwijken van de teenconstructie, dan betekent dat voor de Willemspolder een 3 maal hogere waarde en voor de Vierbannenpolder een 2 maal hogere waarde van de normaalkracht. Dan blijkt de in Steentoets2008 geïmplementeerde waarde voor deze goede teenconstructies in ieder geval niet onveilig.

5 Samenvatting en conclusies

Uit de praktijk is een enkel geval bekend waarin de toestand van de teenconstructie zodanig is verwaarloosd dat van enige opsluiting eigenlijk geen sprake meer is. Het is dus reëel om te veronderstellen dat in praktijkgevallen de klemming kan worden gelimiteerd door bezwijken van de teenconstructie.

Bij afschuiving kan onderscheidt worden gemaakt in afschuiven van de volledige bekleding en afschuiving van de toplaag. Evenwichtsbeschouwingen voor beide situaties hebben geleerd dat het niet mogelijk is om, gegeven dat afschuiving van de totale bekleding niet optreedt, uit te sluiten dat afschuiven van de toplaag op kan treden. Dat maakt dat afschuiving van de toplaag als apart mechanisme moet worden beschouwd.

Aan de hand van de resultaten van eerder uitgevoerde praktijk- en Deltagoot-metingen is nagegaan of in de huidige rekenmethode, Steentoets2008, gerekend wordt met te hoge normaalkrachten. Het blijkt dat de beschikbare metingen niet tot eenduidige conclusies leiden. De metingen geven in ieder geval geen reden om de huidige implementatie te wantrouwen.

De methodiek volgens welke de sterkte van de teenconstructie kan worden vastgesteld, is al een decennium of langer geleden beschreven door De Groot [De Groot, 1998] en Meijers [Meijers en De Groot, 1993]. Toepassing van die methodiek vereist echter wel dat alle kenmerkende parameters bekend zijn, zowel de dimensies van het teenschot zelf als van de grond waarin deze is geplaatst en de bestorting die eventueel voor het schot is aangebracht. Deze gegevens worden niet systematisch verzameld en zijn dan ook niet alle terug te vinden in beheersregisters. Alleen als er veel gegevens voor een concrete case beschikbaar zijn kan de som worden gemaakt.

In ieder geval dienen visueel waarneembare kenmerken, zie hoofdstuk 2, te worden gebruikt als indicatie dat er geen rekening mag worden gehouden met klemming.

6 Lijst met symbolen en afkortingen

| Symbol, afkorting | Omschrijving | [eenheid] |
|----------------------|---|-------------------------|
| $B_{trog20\%}$ | breedte van de trog tussen de golfklap en de restanten van het golffront, gemeten op 20% van de fronthoogte | [m] |
| D | dikte toplaag | [m] |
| d | laagdikte | [m] |
| GHW | gemiddeld hoogwater | [m t.o.v. NAP] |
| GWS | Grondwaterstand | [m t.o.v. NAP] |
| g | versnelling van de zwaartekracht | [9,8 m/s ²] |
| H_s | significante golfhoogte bij de teen van de dijk op MWS | [m] |
| MV | niveau van maaiveld, hoogte voorland | [m t.o.v. NAP] |
| N | normaalkracht | [N] |
| NT | niveau bovenzijde teenconstructie | [m t.o.v. NAP] |
| SWL | niveau stilwaterlijn | [m t.o.v. NAP] |
| u | waterspanning | [kN/m ²] |
| α | taludhelling van de te toetsen steenzetting | [-] |
| Δ | relatieve soortelijke massa van toplaagelementen (beton, natuursteen) | [-] |
| Δx | lengte mootje in evenwichtsbeschouwing | [m] |
| $\phi_{minklap}$ | stijghoogte in de trog tussen de golfklap en de restanten van het golffront | [m] |
| ϕ_k | max. stijghoogte t.o.v. de trog tijdens de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie | [-] |
| γ | soortelijk gewicht | [kN/m ³] |
| φ | hoek van inwendige wrijving | [°] |
| λ | lek lengte | [m] |
| ρ | soortelijke massa van de betreffende laag | [kg/m ³] |
| ρ_w | soortelijke massa van water | [kg/m ³] |

| | | |
|-------------------|---|----------------------|
| σ_h | horizontale korrelspanning | [kN/m ²] |
| σ_v | verticale korrelspanning | [kN/m ²] |
| σ_w | oppervlaktespanning van het water = 0,073 | [N/m] |
| σ_0 | verticale grondspanning | [kN/m ²] |
| $\sigma_{w\perp}$ | waterspanning loodrecht op talud | [N/m ³] |
| $\sigma_{w//}$ | waterspanning evenwijdig aan talud | [N/m ³] |
| $\Sigma()$ | sommatie van de tussen () genoemde grootheid over de betreffende lagen | [-] |
| ξ_{op} | brekerparameter | [-] |

7 Literatuur

- Blom, J.A.H., L. van Nieuwenhuijzen, D.J. Peters: *Meet- en analyserapport proefnemingen op geklemde steenzettingen op dijken in Zeeland*. Royal Haskoning, rapport 9R5069.A0, Nijmegen, 13 juni 2007.
- De Groot, M.B., T.P. Stoutjesdijk: *Afschuiven van steenzettingen, Richtlijnen voor ontwerp en toetsing*, december 1998.
- Klein Breteler, M.: *Documentatie STEENTOETS2008*, Deltares rapport H4846, Delft, jan. 2009.
- Van der Meer, M.T., M.R. Moens: *Schadecatalogus voor dijkbekledingen*. In opdracht van RWS-DWW. (ISBN 90-212-9501-6) Uitgeverij Waltman, Delft, oktober 1990.
- Meijers, P., M.B. de Groot: *Toepassing theorie afschuiven talusbekledingen op twee typen constructies*. Grondmechanica Delft, rapport CO-323210/5, 1993.
- Peters, D.J.: *Veldproeven op teenconstructies in Zeeland, Meetrapport met verkennende analyse*. Royal Haskoning rapport 9T5583.A0/R0001/416450, Nijmegen, 18 december 2008.
- Wolters, G., M. Klein Breteler: *Normaalkracht in steenzetting met blokken op hun kant. Grootschalig onderzoek in Deltagoot*. Rapport H4941, WL|delft hydraulics, Oktober 2007.

A Invloed van de grondwaterstroming op de sterkte van de teenconstructie

Met wat elementaire grondmechanica-kennis wordt globaal de sterkte van de teenconstructie en de invloed van het verhang daarop bepaald.

Omdat het gaat om een verkenning is een grofstoffelijke benadering geen probleem. Daarom worden de volgende vereenvoudigingen gedaan: er wordt per laag gewerkt met rechte glijvlakken, oftewel er wordt slechts rekening gehouden met een constante verticale korreldruk per laag, gelijk aan de korreldruk halverwege die laag. En uiteraard wordt alleen een plain-strain-situatie bekeken.

Voor het teenschot liggen twee lagen: de natuurlijke grondslag, waarvan wordt aangenomen dat die bestaat uit fijn zandig materiaal; daarbovenop een laag van ingezand stortsteen. Verondersteld wordt dat het teenschot star om het diepste punt roteert. Dit is een benadering die eventueel iets nauwkeuriger kan worden gemaakt door voor het rotatiepunt niet uit te gaan van de volledige lengte van het teenschot, maar deze te reduceren tot bijvoorbeeld 80 %.

Aangenomen materiaal- en geometrieparameters: effectieve lengte teenschot 1,5 m;

Ingezaand stortsteen (laag 1): $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. $c = 0$; $\varphi = 33^\circ$; $d_1 = 0,5 \text{ m}$.

Natuurlijke grondslag (laag 2): $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. $c = 0$; $\varphi = 15^\circ$; $d_2 = 1,0 \text{ m}$.

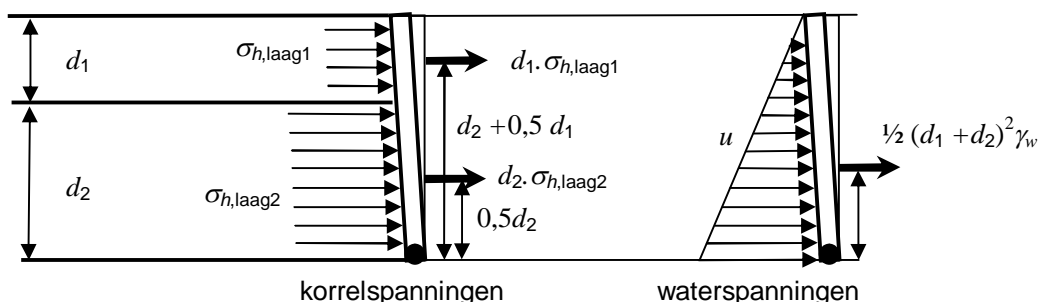
De taludhelling is 1:4.

| Laag nr. | V.Grondsp. σ_0 [kN/m ²] | Watersp. u [kN/m ²] | V.Korreisp. σ_v [kN/m ²] | H.Korreisp. σ_h [kN/m ²] |
|----------|--|-----------------------------------|---|---|
| 1 | 5 | 2,5 | 2,5 | 8,5 |
| 2 | 19 | 7,5 | 11,5 | 19,5 |

Bij bezwijken volgens de cirkel van Mohr, volgt de horizontale korreldruk uit de verticale:

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right)$$

Het moment dat de damwand dan op kan nemen volgt uit de simpele schematisatie zoals die in Figuur A.1 is weergegeven.

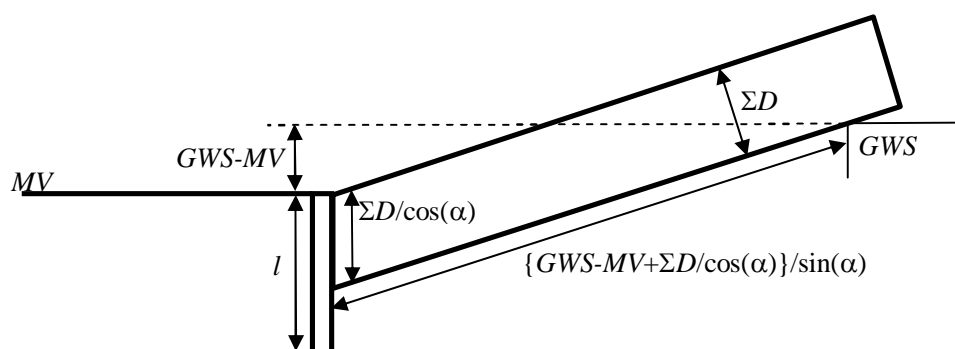


Figuur A.1 Spanningen en afmetingen van belang voor berekening van het moment

$$M = (d_2 + 0,5d_1) d_1 \sigma_{h,laag1} + 0,5d_2 d_2 \sigma_{h,laag1} + \frac{1}{6} (d_1 + d_2)^3 \gamma_w$$

Voor de hier gegeven case gaat dit om een moment van 18,6 kNm/m¹.

Als de damwand niet in een afsluitende laag staat, dan is er sprake van grondwaterstroming en dus geen hydrostatische grondwaterspanningsverloop in het voorland. Door rekening te houden met uittredend water uit het voorland als gevolg van een verhang van GWS naar SWL of eventueel als SWL lager komt dan het maaiveld (MV) dan naar MV, worden de waterspanningen in het voorland hoger, de verticale korrelspanning dientengevolge lager en het moment dat de damwand door zijn gronddruk kan mobiliseren geringer.



Figuur A.2 Geometrie bekleding en teenschot

Als er sprake is van grondwaterstroming dan gaan verschillen in doorlatendheid een rol spelen. Voor de eerste verkenning wordt aangenomen dat de doorlatendheid overal dezelfde is. De uitzonderingen daarop zijn uiteraard de kleilaag en de damwand, die als ondoorlatende elementen worden geschematiseerd.

Het verticaal verhang in het voorland is maximaal als de buitenwaterstand (SWL) zakt tot het niveau van het voorland (MV). Ook al is die situatie niet per se maatgevend voor de afschuiving en bezwijken van het teenschot, in deze verkenning wordt vooralsnog van dit extremum uitgegaan. Het verticaal verhang wordt gegeven door het quotiënt van het verschil tussen de grondwaterstand en het maaiveld enerzijds en de weg die het grondwater af moet leggen naar het voorland anderzijds. Die lengte kan worden benaderd door de afstand gemeten langs de onderzijde van de kleilaag van de grondwaterstand tot aan de damwand plus de lengte van de damwand, zie Figuur A.2. Het verhang in het voorland wordt dan gegeven door:

$$\frac{GWS - MV}{\left\{ \frac{GWS - MV + \Sigma D / \cos(\alpha)}{\sin(\alpha)} \right\} + l} = \frac{1}{\left\{ \frac{1 + \Sigma D / ((GWS - MV) \cos(\alpha))}{\sin(\alpha)} \right\} + \frac{l}{GWS - MV}}$$

Als de horizontale gronddrukken daarmee worden gecorrigeerd, dan blijkt het moment dat kan worden opgenomen inderdaad kleiner. Voor een GWS die 2m boven de hoogte van het voorland staat is het moment 18,0 kNm/m¹. Dit is 97% van de situatie zonder grondwaterstroming.

Voor gebruikelijke taludhellingen en overige constructieparameters blijkt die reductie in de orde van 5%, met 10% als extreme waarde.

In geval van grondwaterstroming wordt de sterkte van de teenconstructie dus in zeer beperkte mate gereduceerd in vergelijking met de situatie waarbij geen grondwaterstroming optreedt. Daarbij dient nog te worden bedacht dat in de situatie waarin er sprake is van

grondwaterstroming omdat de ondergrond doorlatend is, de overdrukken onder de bekleding ook door de grondwaterstroming worden gereduceerd. Ook de eventuele waterdrukken aan de actieve zijde van het teenschot zijn lager dan de hydrostatische in geval van een afsluitende laag. Per saldo zal grondwaterstroming dus altijd voor een stabielere situatie zorgen.

Bovenstaande redenering is gebaseerd op een stationaire stromingssituatie. Beïnvloedt de golfdynamica de stabiliteit in ongunstige zin en dus de conclusie ook?

Golfterugtrekking verlaagt de waterdruk op het maaiveld. Die drukverlaging zal uitgaande van volledig ongedraineerd gedrag direct leiden tot een even grote reductie van de waterspanningen in de ondergrond leiden. De korrelspanningen passen zich niet aan, de sterkte van de teenconstructie loopt daardoor terug met het aandeel wat door de waterdruk op het voorland wordt geleverd. Anderzijds vindt aan de andere zijde van het teenschot hetzelfde verschijnsel plaats, waardoor per saldo het effect nihil is. Feitelijk zal mogelijk wel enige grondwaterstroming, drainage optreden, waardoor faseverschuivingen in de spanningen optreden, die een iets minder stabiele situatie kunnen opleveren, maar die effecten zullen weer gering zijn.