

Technische
Adviescommissie voor de
Waterkeringen

Werkgroep A, Belasting en Bekleding

Toepassing theorie afschuiven bekledingen Open taludbekleding



mei 1994



Opdrachtgever:
Rijkswaterstaat
Dienst Weg- en Waterbouwkunde, TAW-A2

Toepassing theorie afschuiven
bekledingen
Open taludbekleding

P. Meijers

mei 1994



GRONDMECHANICA
DELFT

1. Rapport nr.	2. Serie nr.	3. Ontvanger catalogusnummer	
4. Titel en sub-titel Toepassing theorie afschuiven taludbekledingen op twee typen constructies		5. Datum rapport Mei 1994	
		6. Code uitvoerende organisatie	
7. Schrijvers Ir. P. Meijers		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie CO-323210/5	
9. Naam en adres opdrachtnemer GRONDMECHANICA DELFT Postbus 69 2600 AB Delft		10. Projectnaam GROND-WATER	
		11. Contractnummer	
10. Naam en adres opdrachtgever Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde Postbus 5044 2600 GA Delft		13. Type rapport Eindrapport	
		14. Code andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen			
16. Referaat In het rapport wordt kort ingegaan op het mechanisme afschuiven van taludbekledingen. Voor twee veel voorkomende constructies (steenzetting op een dijk en blokkenmat op een kanaaloever) worden ontwerpgrafieken gegeven. Hiernaast wordt aandacht besteed aan de sterkte van een teenconstructie, de toe te passen veiligheidsfactoren en de schuifsterkte van klei.			
17. Trefwoorden: taludbekleding, afschuiven, veiligheid, steenzetting, blokkenmat		18. Distributiesysteem	
19. Classificatie	20. Classificatie deze pagina	21. Aantal blz. 11 + bijlagen	22. Prijs

INHOUDSOPGAVE

		1
1	INLEIDING	1
2	MECHANISME	3
3	ONTWERPGRAFIEKEN DIVERSE BEKLEDINGSTYPEN	5
	3.1 Steenzetting op filter belast door windgolven	5
	3.2 Blokkenmat op een kanaaloever	6
4	OPNEEMBARE TEENKRACHT	9
5	VOORBEELD VAN EEN ONTWERP	11
	BIJLAGEN	
	ANNEXES	

1 INLEIDING

In Nederland zijn vele kilometers dijk- en taludbekleding aanwezig. Het belangrijkste doel van deze bekledingen is het beschermen van de achterliggende dijk of oever tegen golfaanval. Om hun beschermende functie te kunnen blijven uitoefenen mogen deze bekledingen tijdens golfaanval niet bezwijken. Naar dit bezwijkgedrag is de laatste jaren veel onderzoek uitgevoerd. De volgende bezwijkmechanismen zijn hierbij onderscheiden:

- oplichten van (een deel van) de bekleding
- afschuiven van de bekleding
- uitspoeling e.d. van de ondergrond

Verder zal een bekleding niet meer functioneren als het gehele talud afschuift. De sterkte van de bekleding heeft echter geen invloed op het laatste schademechanisme.

Tot op heden worden bekledingen voornamelijk op basis van ervaring ontworpen. Uit het feit dat bij storm regelmatig plaatselijk beschadiging optreedt blijkt wel dat dit geen garantie is voor een altijd stabiele constructie. Dit wil niet automatisch zeggen dat er dus ook sprake is van een slechte constructie. Op grond van economische overwegingen kan het best verdedigbaar zijn om plaatselijke schade te accepteren zolang de kering als geheel maar intact blijft.

Gevaarlijk wordt het echter om op basis van ervaring een bekleding te dimensioneren voor de ontwerpstorm. Deze storm heeft een zeer kleine kans van voorkomen zodat ervaring bij deze extreme condities niet beschikbaar is. Dimensioneren zal dan moeten plaatsvinden op basis van goed onderbouwde rekenregels.

Dit rapport beschrijft de toepassing van de "Handleiding beoordeling grondmechanische stabiliteit taludbekledingen onder golfaanval" (rapport CO-311480/6, april 1990, die is opgenomen in deel XXII, band A van "Taludbekledingen van gezette steen").

Het doel van dit rapport is om de inzichten verworven bij de analytische studies betreffende het afschuiven van taludbekledingen toegankelijk te maken voor beheerders en ontwerpers van taludbekledingen. Hiertoe zal globaal aandacht worden besteed aan het mechanisme van afschuiven en zullen voor twee vaak voorkomende situaties ontwerpgrafieken worden gepresenteerd die zijn gebaseerd op een analytische beschouwing van het krachterevenwicht tijdens golfaanval.

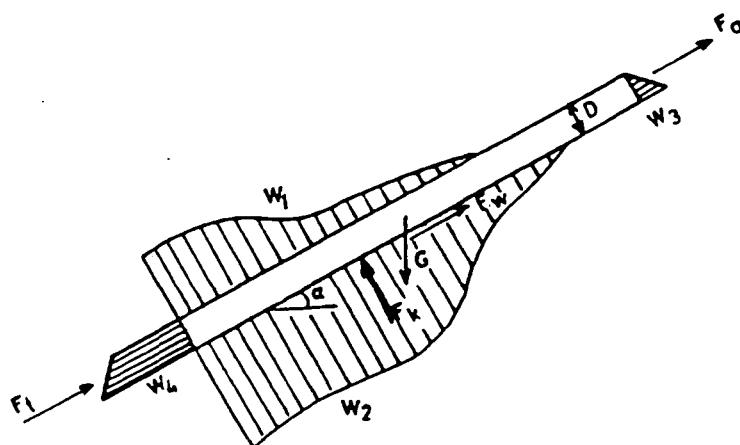
De annexes van dit rapport kunnen worden beschouwd als een aanvulling op bovengenoemde handleiding.

2 MECHANISME

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het mechanisme van afschuiven en de krachten die daarbij een rol spelen.

Op een bekleding werken een groot aantal krachten. Dit zijn het eigen gewicht van de bekleding, de waterdrukken tegen de verschillende kanten van de bekleding, de korreldruk en schuifspanning tegen de onderkant van de bekleding en de kracht vanuit een eventueel aanwezige teenconstructie of verankering.

In figuur 2.1 zijn deze krachten schematisch aangegeven.



Figuur 2.1: Krachten op talusbekleding

In deze figuur is:

- G : eigen gewicht bekleding
- W_1 : gesommeerde waterdruk op de bovenkant van het talud
- W_2 : gesommeerde waterdruk in het beschouwde potentiële glijvlak
- W_3 : gesommeerde waterdruk tegen kopse zijde bekleding bovenaan
- W_4 : gesommeerde waterdruk tegen kopse zijde bekleding onderaan
- F_k : gesommeerde korreldruk ter plaatse van het potentiële glijvlak ($F_k = G \cos \alpha + W_1 - W_2$)
- F_w : gemobiliseerde wrijvingskracht
- F_a : kracht op de verankering (indien aanwezig)
- F_t : kracht op de teenconstructie (indien aanwezig)
- α : taludhelling

Door het beschouwen van het krachterevenwicht loodrecht op en evenwijdig aan de bekleding zijn de onbekende termen te bepalen.

Bezwijken treedt op als de som van de belastingen evenwijdig aan het talud de grenswaarde overschrijdt. De grenswaarde is gelijk aan de som van de opneembare wrijvingskracht in het potentiële glijvlak en de kracht die een eventueel aanwezige teenconstructie en/of verankering kan opnemen.

Een probleem bij het uitwerken van deze, op zich eenvoudige, evenwichtsvergelijkingen wordt gevormd door de waterdrukken. Tijdens een golfperiode zal op ieder moment de waterdruk op de bekleding anders zijn. De waterdruk onder de bekleding zal op een bepaalde manier met de buitenwaterdruk mee variëren, afhankelijk van de doorlatendheid van de toplaag en ondergrond, lengte van de bekleding, etc.

Voor de buitenwaterdruk zijn twee verschillende situaties te onderscheiden namelijk bekledingen die belast worden door windgolven zoals bekledingen op zeedijken en bekledingen waarbij sprake is van een tijdelijke waterspiegeldaling zoals bij scheepvaartkanalen.

Met name bij windgolven varieert de buitenwaterdruk sterk in de tijd. Twee momenten kunnen als maatgevend worden aangemerkt. Dit zijn het moment voor breken en het moment waarop de waterdruk op het talud gemiddeld minimaal is (moment voordat een volgende golftop het talud bereikt).

Op basis van uitgebreid onderzoek waarbij de golfdrukken op het talud zijn gemeten zijn empirische formules afgeleid waarmee de golfdruk op het talud kan worden bepaald.

Met behulp van analytisch onderzoek is bepaald hoe de waterdruk onder de bekleding varieert met de waterdruk op de bekleding.

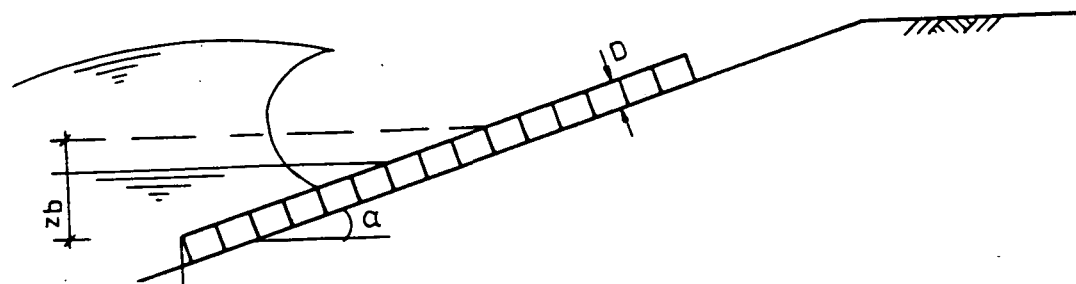
Hiermee zijn in principe alle krachtcomponenten bekend en kan nagegaan worden of de bekleding stabiel is dan wel welke kracht de teenconstructie of de verankering moet kunnen leveren.

Een mogelijke benadering van het probleem is het beschouwen van het zwaarst belaste punt van de bekleding en eisen dat wrijving in het vlak bekleding-ondergrond moet voorkomen dat dit deel afschuift. Uitwerken van deze benadering resulteert in extreem dikke toplagen, veel dikker dan gebruikelijk is. Deze eis is echter ook te zwaar. Indien een blok in de zwaarst belaste zone zal willen afglijden dan wordt dit door de andere blokken in de minder zwaar belaste zone voorkomen. Hierbij zal er in de bekleding een drukkracht (bij een steenzetting) en/of een trekkracht (bij een blokkenmat) ontstaan. Voor het beoordelen van de stabiliteit moet dan ook het geheel worden beschouwd van het deel dat zal willen afschuiven met het deel dat hiertegen weerstand kan bieden.

3 ONTWERPGRAFIEKEN DIVERSE BEKLEDINGSTYPEN

3.1 Steenzetting op filter belast door windgolven

Een in Nederland veel voorkomende constructie bij zeedijken is een gezette bekleding op een filterlaag die aan de onderkant wordt gesteund door een teenconstructie.



Figuur 3.1: Belasting door windgolven op een talud

Bij het beschouwen van de stabiliteit mag niet de hele bekleding in rekening worden gebracht. Een steenzetting kan immers geen trekkracht opnemen zodat er bij plaatselijk afschuiven een "breuk" zal optreden tussen het gedeelte dat wil afschuiven en het hoger op het talud liggende deel dat niet wil afschuiven.

Bij deze constructie is sprake van belasting door windgolven. Zoals hiervoor al is uiteengezet kunnen twee momenten tijdens breken maatgevend zijn voor de stabiliteit.

Voor beide situaties kunnen formules worden afgeleid waarmee bij benadering de belasting op een teenconstructie kan worden bepaald indien wordt verondersteld dat de wrijvingskracht in het potentiële glijvlak volledig wordt gemobiliseerd. Indien uit deze formules een negatieve kracht op de teenconstructie volgt betekent dit niet dat de bekleding aan de teenconstructie trekt maar dat de bekleding zonder teenconstructie ook wel blijft liggen.

In bijlage 1 zijn de krachten op de teenconstructie voor een aantal gevallen (2 taludhellingen en 3 dikten van de toplaag) bepaald. Op de horizontale as staat de hoogte van het onderwatertalud (de verticale afstand tussen de stilwaterlijn en de teen) uitgezet. De verschillende lengteparameters zijn dimensieloos gemaakt met de ontwerp golfhoogte H . Op de verticale as staat de (dimensieloze) kracht op de teenconstructie.

Aan de gebruikte formules ligt een bepaalde schematisering ten grondslag. Voor waarden van z_0/H van meer dan 2 is deze schematisering pessimistisch en als zodanig ook de met deze formules berekende teenkracht. Voor een veilige benadering kan de grafiek in deze situatie wel worden gebruikt.

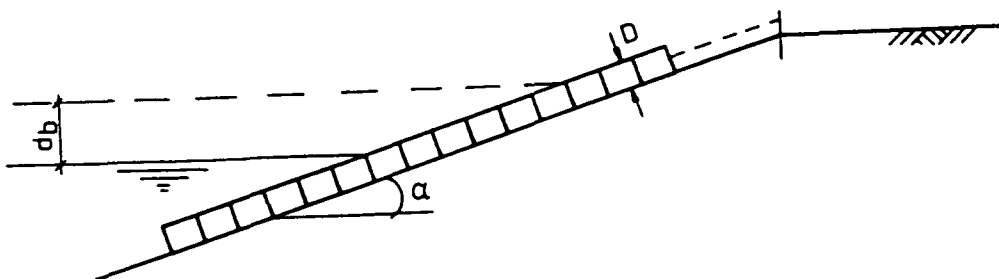
Aan de figuur liggen de volgende aannamen ten grondslag:

- de bekleding is zeer slecht doorlatend
- de teenconstructie is zeer goed doorlatend
- volumegewicht bekleding: 23 kN/m^3
- golfsteilheid: $H/L_0 = 0,05$
- wrijvingshoek tussen toplaag en filter: $\delta = 20^\circ$.

Bij kleine waarden van de teendiepte z_0 is het tijdstip van breken maatgevend voor de kracht op de teenconstructie. Voor grotere waarden is het maatgevende tijdstip het tijdstip van minimale stijghoogte op het talud. Verder is de kracht op de teenconstructie naar boven begrensd door het gewicht van de bekleding evenwijdig aan het talud. Dit is het geval als de effectieve spanning tussen toplaag en ondergrond nul wordt (de bekleding drijft als het ware op). Met name bij dunne toplagen kan dit maatgevend zijn. In bijlage 1 is hiermee rekening gehouden.

3.2 Blokkenmat op een kanaaloever

In het geval van een kanaaloever wordt de bekleding praktisch alleen door scheepsgolven belast. De belangrijkste hiervan is de waterspiegeldaling tijdens het passeren van een schip.



Figuur 3.2: Belasting talud door een scheepvaartgolf

In tegenstelling tot een steenzetting kan een blokkenmat (door de aanwezigheid van een geotextiel of kabels) wel trekkrachten opnemen. Dit bekledingstype kan dan ook bovenaan het talud worden verankerd.

Of een blokkenmat ook drukkrachten kan opnemen hangt af van de vorm van de blokken. Als de blokkenmat geen drukkrachten kan opnemen moet voor de stabiliteit het potentieel instabiele gedeelte en het gedeelte daarboven worden beschouwd. Als de blokkenmat wel drukkrachten kan opnemen kan het evenwicht van de gehele bekleding in beschouwing worden genomen.

Als voorbeeld wordt in bijlage 2 de optredende ankerkracht gegeven voor een aantal verschillende varianten van dikte toplaag, lengte onderwatertalud en doorlatendheid van de toplaag. Hierbij is gebruik gemaakt van een benaderende (conservatieve) formule. Verder zijn de volgende aannamen gedaan en vaste waarden gebruikt:

- de bekleding kan alleen trekkrachten opnemen
- talud 1:3
- de hoogte tot waar de bekleding boven de stilwaterlijn is doorgetrokken is gelijk aan de waterspiegeldaling ($s = d_b$)
- wrijvingshoek tussen bekleding en ondergrond: $\delta = 20^\circ$
- volumegewicht toplaag: $\gamma_b = 23 \text{ kN/m}^3$
- volumegewicht zand: $\gamma_z = 19 \text{ kN/m}^3$

In bijlage 2 is rekening gehouden met het "opdrijven" van de bekleding.

In de figuur is gevarieerd voor de doorlatendheid van de toplaag. De mate van doorlatendheid wordt aangeduid met de lekhoogte λ . Deze is als volgt gedefinieerd:

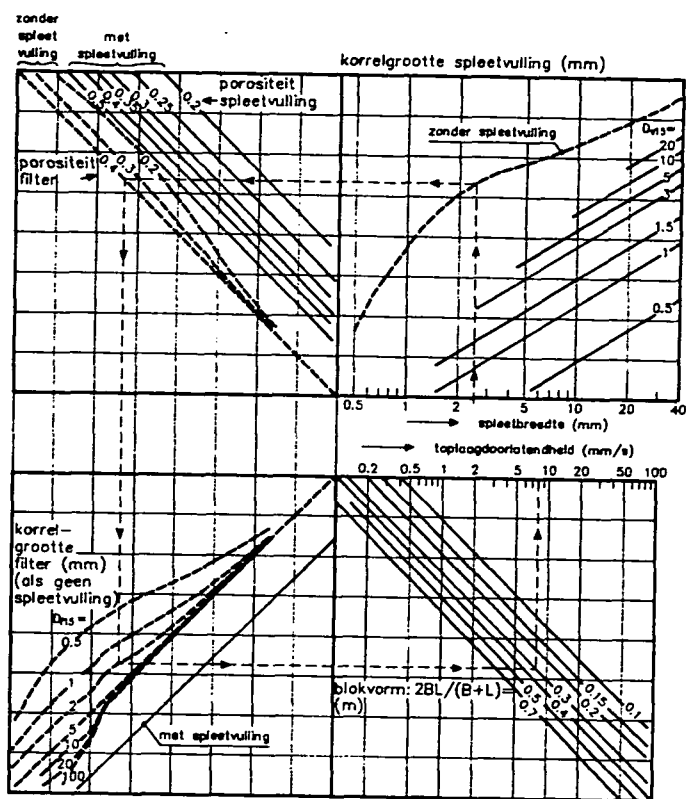
$$\lambda = \sin \alpha \cdot \sqrt{\frac{k \cdot b \cdot D}{k'}}$$

Hierin is:

- k : doorlatendheid filterlaag
- b : dikte filterlaag
- D : dikte toplaag
- k' : doorlatendheid toplaag

In het geval van een zeer doorlatende bekleding is de lekhoogte nul. Bij een ondoorlatende bekleding is de lekhoogte oneindig. Deze situatie vormt een bovengrens voor de optredende kracht op de verankering.

Figuur 3.3 geeft een grafiek waarmee de doorlatendheid van de toplaag kan worden bepaald. Deze figuur is ontleend aan CUR rapport 155 "Handboek voor het dimensioneren van gezette taludbekledingen", maart 1992.



Voorbeeld : spleetbreedte : s = 2.5 mm
 geen spleetvulling (inwasmateriaal)
 porositeit filter : n = 0.4
 korrelgrootte filter : D_{n5} = 2 mm
 blokvorm : B = L = 0.3 m } → k' = 8 mm/s

N.B. in geval van spleetvulling zijn de spleten slechts half gevuld

Figuur 3.3: Bepaling doorlatendheid toplaag

De bekleding blijft intact zolang de trekkracht in de bekleding niet te groot wordt. Deze kracht is van veel factoren afhankelijk. Een bovengrens voor de trekkracht in de blokkenmat is:

$$F_{max} = \gamma_b * D * z_b$$

met:

γ_b : volumegewicht toplaag

D : dikte toplaag

z_b : verticale afstand stilwaterlijn tot teen bekleding

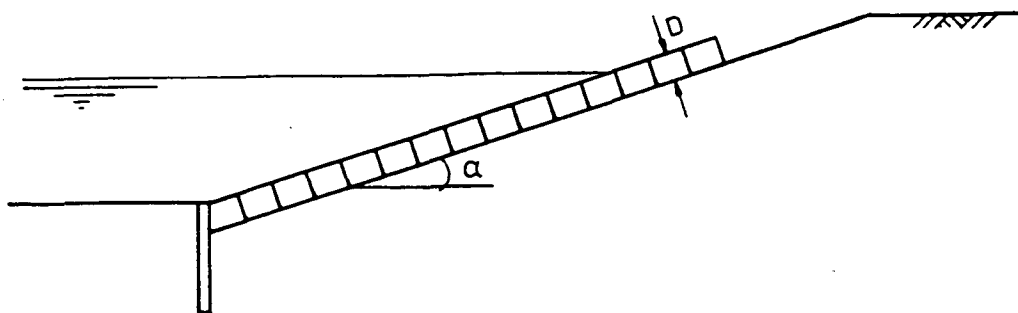
Het is mogelijk dat er tijdens de uitvoering (plaatsen van de blokkenmat) een grotere trekkracht in de bekleding optreedt.

4 OPNEEMBARE TEENKRACHT

Bij een steenzetting zal er in de regel aan de teen een soort teenconstructie aanwezig zijn. Deze teenconstructie moet in bepaalde gevallen weerstand kunnen leveren om afschuiven van de bekleding te voorkomen (zie paragraaf 3.1).

De teenconstructie kan vele vormen hebben: opsluitband, rij perkoenpalen, korte damwand, etc. In het geval de teenconstructie lijkt op een damwandachtige constructie (rij perkoenpalen, azobé damwand, etc.) kan de sterkte van de teenconstructie worden bepaald met behulp van de methode Blum voor damwandberekeningen.

Hier wordt de in figuur 4.1 geschetste situatie beschouwd.



Figuur 4.1: Teenconstructie bij een steenzetting

In bijlage 3 is voor een aantal gevallen de opneembare teenkracht gegeven. Deze grafiek is geldig in de volgende situatie:

- voor de teenconstructie is geen ontgroning opgetreden
- de damwand staat vertikaal
- het voorland ligt horizontaal
- taludhelling 1:3
- volumegegewicht top laag: $\gamma_6 = 23 \text{ kN/m}^3$
- volumegegewicht zand: $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$
- wrijvingshoek zand-teenconstructie: $\delta = 2/3 * \phi$ (ϕ is de hoek van inwendige wrijving).

Het blijkt dat de taludhelling een geringe invloed heeft op de opneembare teenkracht zodat deze grafiek ook gebruikt kan worden als ontwerpgrafiek voor andere taludhellingen. Daarentegen heeft een eventuele ontgroning voor de teen een grote invloed op de opneembare teenkracht. Een paar centimeter ontgroning heeft al snel een afname van de sterkte van 10 % en meer tot gevolg. Het verdient derhalve aanbeveling om dit te voorkomen.

5 VOORBEELD VAN EEN ONTWERP

Als voorbeeld van het ontwerpen van een talud op afschuiven wordt de volgende situatie van een bekleding op een zeedijk beschouwd.

De bekleding bestaat uit gezette blokken op een granulaire filter met onderaan een azobé damwand.

Verder zijn de volgende parameters geldig:

- taludhelling 1:3
- dikte stenen: 0,3 m
- ontwerp golfhoogte: 2,5 m
- diepte teen onder de stilwaterlijn: 6 m
- inwendige wrijvingshoek ondergrond: $\phi = 35^\circ$
- wrijvingshoek beton-ondergrond: $\delta = 2/3 \cdot \phi$

Bij gebruikmaking van een belastingfactor $\gamma_f = 1,2$ (zie annex A) wordt de rekenwaarde voor de golfhoogte $H_d = 3$ m.

De karakteristieke waarde voor de wrijvingshoek beton-ondergrond is:

$$\delta = 2/3 \cdot 35^\circ = 23^\circ$$

Hieruit volgt voor de rekenwaarde van de wrijvingshoek:

$$\tan(\delta_d) = \tan(\delta)/1,2 \Rightarrow \delta_d = 20^\circ$$

De rekenwaarde van de inwendige wrijvingshoek is:

$$\tan(\phi_d) = \tan(\phi)/1,2 \Rightarrow \phi_d = 30^\circ$$

Uit bijlage 1 is nu voor de teenkracht af te lezen ($z_v/H = 2$, $D/H = 0,1$): $F_t = 0,3 \cdot \gamma_w \cdot H^2 = 27$ kN/m'.

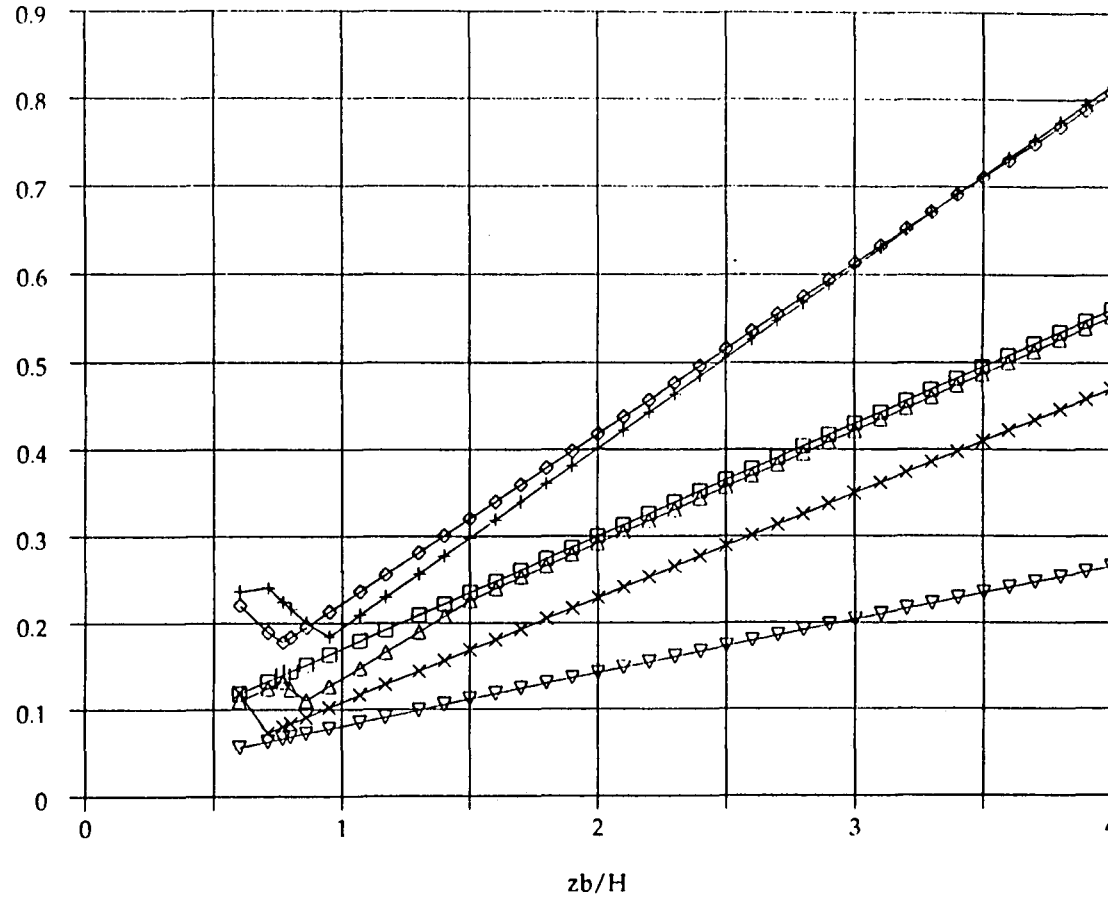
Uit bijlage 3 volgt nu voor de benodigde lengte van de teenconstructie (lengte van de damwand): 2,05 m.

BIJLAGEN

TEENKRACHT DRUKBEKLEDING

slecht doorlatende bekleding

$F_t / (H^2 \cdot \gamma_{\text{maw}})$



□ cota=3, D/H=0,1
 △ cota=4, D/H=0,1

+ cota=3, D/H=0,2
 x cota=4, D/H=0,2

◇ cota=3, D/H=0,3
 ▽ cota=4, D/H=0,3



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Telek 39234 608 nl

ONTWERPGRAFIEK VOOR KRACHT OP TEENCONSTRUCTIE
 SLECHT DOORLATENDE STEENZETTING OP FILTER
 BELAST DOOR WINDGOLVEN

d.d. 193-06-04

CO- 323210

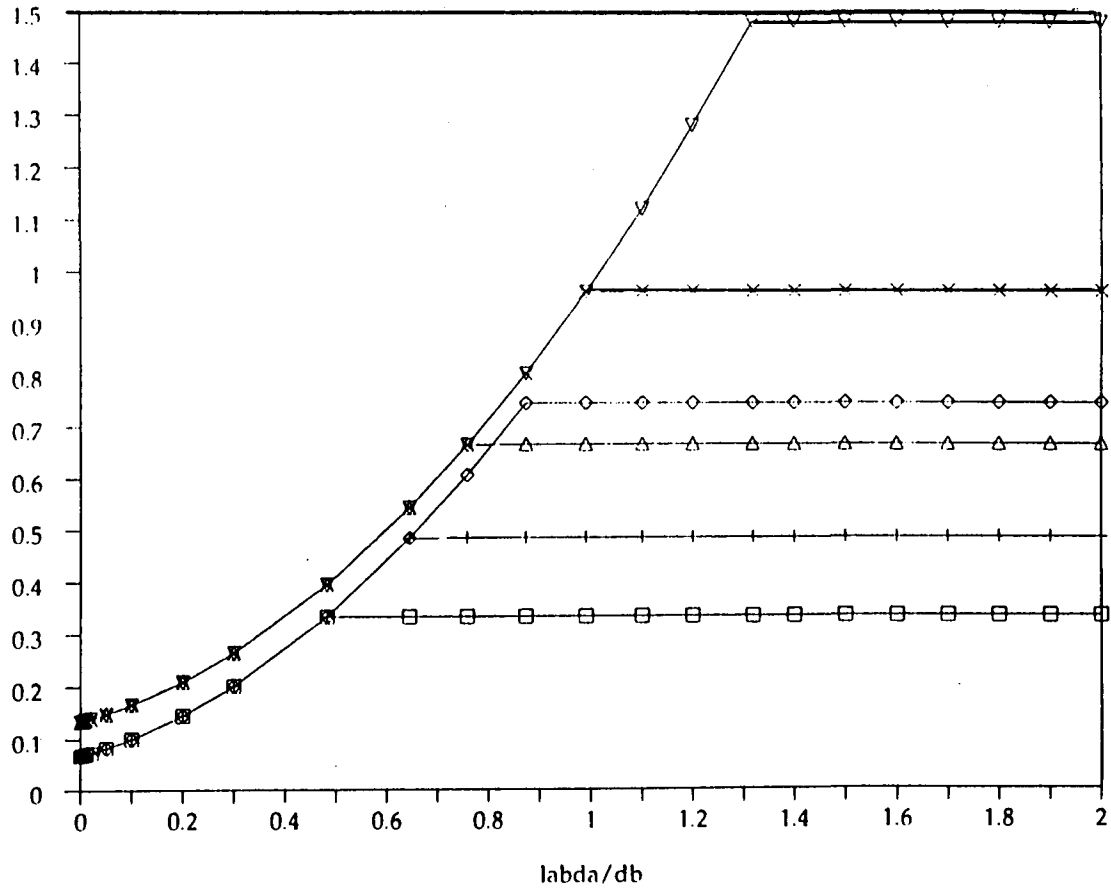
BIJL. 1

gez. BAL

gez. MEY

form. A / 4

ANKERKRACHT OEVERVERDEDIGING



$F_t / (\gamma_w \cdot db^2)$

□ $D/db=0,1; z_b/db=2$
 △ $D/db=0,2; z_b/db=2$

+ $D/db=0,1; z_b/db=3$
 × $D/db=0,2; z_b/db=3$

◇ $D/db=0,1; z_b/db=5$
 ▽ $D/db=0,2; z_b/db=5$

λ/db



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 06 21
 Telex 36234 sold nl

ONTWERPGRAFIEK VOOR KRACHT OP VERANKERING
 BLOKKENMAT OP VERANKERING

d.d. '93-06-04

CO- 323210

BIJL. 2

get. BAL

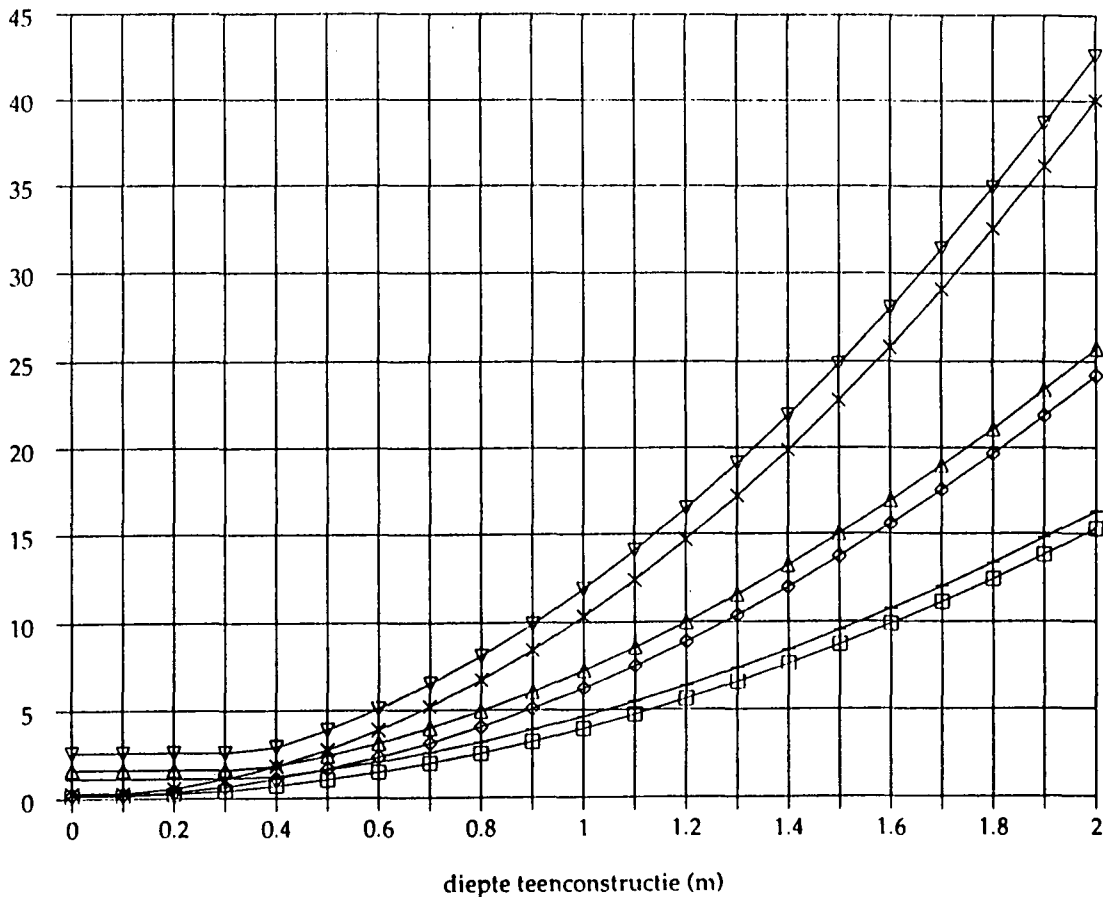
gez. MEY

form. A / 4

ONTWERPGRAFIEK TOELAATBARE TEENKRACHT

variatie f_i en dikte taludbekleding

Fteen,toel. (kN/m')



□ $f_i=25\text{gr}; D=0,1\text{ m}$
 △ $f_i=30\text{gr}; D=0,3\text{ m}$

+ $f_i=25\text{gr}; D=0,3\text{ m}$
 × $f_i=35\text{gr}; D=0,1\text{ m}$

◇ $f_i=30\text{gr}; D=0,1\text{ m}$
 ▽ $f_i=35\text{gr}; D=0,3\text{ m}$



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Tele 38234 sad nl

ONTWERPGRAFIEK TOELAATBARE KRACHT
OP EEN TEENCONSTRUCTIE

BIJL. 3

CO- 323210

'93-06-04

d.d.

A
4

form.

gez.
MEY

get.
BAL

ANNEXES

ANNEX A: AANBEVELINGEN OVER DE TOEPASSING VAN PARTIELE VEILIGHEIDSFACTOREN

Aangeraden wordt als veiligheidsfilosofie bij de definitieve beoordeling van de grondmechanische stabiliteit van talusbekledingen partiële veiligheidsfactoren toe te passen; dit in navolging van recente ontwikkelingen in de civieltechnische normering zoals bijvoorbeeld toegepast in:

- Eurocode 7, Geotechnics, November 1989 (preliminary draft)
- NEN 6740, Geotechniek, Algemeen gedeelte en belastingen, december 1991.

Partiële factoren worden volgens deze normen toegepast op:

- belastingen: partiële belastingfactoren (γ_f)
- materiaal of grondeigenschappen: partiële materiaalfactoren (γ_m)
- berekeningsmodel: partiële modelfactor (toe te passen vanwege onzekerheden en simplificaties van het berekeningsmodel, derhalve alleen toepassen als het model niet te allen tijde juiste uitkomsten geeft, of uitkomsten aan de onveilige kant).

Met betrekking tot schematisering en geometrische data (bijvoorbeeld taludhelling α , grondwaterstand) is de filosofie in de normen dat deze reëel, dan wel aan de veilige kant dienen te worden gekozen (toepassing van een partiële factor hierop is niet volgens de norm).

De partiële factoren worden toegepast in de formules:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f$$

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

waarin:

F_d : reken- of ontwerp- (design) waarde van de belasting, in te voeren in het berekeningsmodel

F_k : karakteristieke of representatieve waarde van de belasting (5% overschrijdingskans)

γ_f : partiële belastingfactor

X_d : rekenwaarde van de materiaal-/grondeigenschap, in te voeren in het berekeningsmodel

X_k : karakteristieke of representatieve waarde van de materiaal-grondeigenschap (5% onderschrijdingskans)

γ_m : partiële materiaalfactor.

Overeenkomstig de genoemde normen worden dezelfde partiële belasting- en materiaalfactoren aangeraden als volgt:

- op permanente constante belasting (bijvoorbeeld gewicht van grond, toplaag, filterlaag c.q. volumieke massa's ervan, mits als belasting werkend): $\gamma_f = 1,0$

- op variabele (opgelegde) belasting (in dit geval golfbelasting): $\gamma_f = 1,2$
- op de tangens van de hoek van inwendige wrijving ϕ of adhesiewrijving δ : $\gamma_m = 1,2$
(in formule $\tan \phi_d = (\tan \phi_k) / \gamma_m$)
 ϕ_d : reken ϕ te gebruiken in het berekeningsmodel
 ϕ_k : karakteristieke ϕ -waarde van de grond (5% onderschrijdingskans)
- op de karakteristieke waarden van de effectieve cohesie c' en ongedraineerde schuifsterkte c_v : $\gamma_m = 1,5$
- op de volumieke massa ρ van grond, taludbekleding, filtermateriaal (als materiaaleigenschap) $\gamma_m = 1$.

Met betrekking tot de materiaal- en belastingfactor voor het eigen gewicht wordt opgemerkt dat de norm onderscheid maakt tussen gunstig en ongunstig werkende eigen gewicht belasting. Aangezien in deze situatie het eigen gewicht zowel gunstig als ongunstig werkt is het in deze situatie niet eenduidig aan te geven welke situatie moet worden gebruikt. Verder zijn bij steenzettingen de eigen gewichten goed te bepalen (in tegenstelling tot het eigen gewicht van bijvoorbeeld een gebouw). Daarom wordt hier gekozen voor een factor 1.

Met betrekking tot de toepassing van de factor $\gamma_f = 1,2$ op de golfbelasting ter bepaling van rekenparameters zijn twee mogelijkheden voorhanden:

- toepassing van γ_f op (alleen) de representatieve golfhoogte H en vervolgens uit de rekengolfhoogte H_d de rekenwaarden van de afgeleide parameters, R_d , h_b , $\tan \beta$ en d_b vaststellen met de geëigende formules voor de bepaling van de golftrandvoorwaarden, (zie bijlage A van rapport CO-311480/6) of
- vaststelling van rekenwaarden van R_d , h_b , $\tan \beta$ en d_b door toepassing van q_f direct op de representatieve parameters R_d , h_b , $\tan \beta$ en d_b , die afgeleid zijn uit H_s .

Voorgesteld wordt om voor de golfbelasting de volgende procedure te volgen:

- bepaal uit statistische golfgegevens een karakteristieke waarde voor de ontwerp golfhoogte en golfsteilheid, hierin zit dus de onzekerheid in de golfhoogte verdisconteerd
- bepaal hieruit de overige parameters zoals R_d , h_b , $\tan \beta$ en d_b , in de formules voor de bepaling van deze parameters zit een modelonzekerheid, om deze onzekerheid te verdisconteren wordt aanbevolen om de golfhoogte te vermenigvuldigen met een factor 1,2, de golfsteilheid gelijk te houden en hieruit de overige parameters te bepalen.

Voor de partiële modelfactor wordt een waarde 1 voorgesteld, aangezien de berekeningsmodellen kunnen worden beschouwd betrouwbaar c.q. aan de veilige kant te zijn.

ANNEX B: RICHTWAARDEN VOOR SCHUIFSTERKTEPARAMETERS VAN KLEI

Volgens de recente normering (Eurocode 7, NEN 6740) wordt aanbevolen de grondparameters vast te stellen op een of meerdere van de volgende wijzen:

- a. zorgvuldige verzameling, raadpleging en interpretatie van beschikbare informatie van grondgesteldheid en -parameters
- b. geotechnisch onderzoek op de bouwplaats en in het laboratorium volgens nationale of internationale normen
- c. uit tabellen met richtwaarden, lokaal/nationaal toepasbaar, mits gebaseerd op ruime proefondervindelijke ervaring. De NEN 6740 geeft een dergelijke tabel, zie bijgevoegde tabel (tabel 1 in NEN 6740).

In het geval van schuifsterkte van klei betreft het de parameters effectieve cohesie c' , inwendige wrijvingshoek ϕ' en/of ongedraineerde schuifsterkte c_u . Het gebruik van alleen c' en ϕ' in stabiliteitsanalyses is een veilige benadering. Hierbij behoort wel een afzonderlijke bepaling van de waterspanning. Het gebruik van c_u hoeft niet altijd een veilige beoordeling van de stabiliteit van taludbekledingen te geven; voor overgeconsolideerde kleien geldt dat de c_u op termijn kan afnemen.

Toelichting ad b

De normering beveelt aan dat beproevingen worden uitgevoerd in zodanig aantal dat gemiddelde en karakteristieke waarden (5% onder- en overschrijdingskans) betrouwbaar kunnen worden vastgesteld. Tevens wordt daarin met betrekking tot beproevingen ter bepaling van schuifsterkte van klei het belang van een juist spannings-/consolidatieniveau benadrukt vanwege de afhankelijkheid van het spanningsniveau.

In het geval van taludbekledingen betekent dit dat laboratoriumbeproevingen dienen plaats te vinden bij zeer lage spanningen. Voor klei komen in dit verband in aanmerking vooral geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven en/of vrije prisma proeven en/of laboratorium vane-proeven op representatieve monsters, waarbij de monsters volledig verzadigd moeten zijn (back pressure toepassen) om capillaire spanningen uit te sluiten.

Voorts is het essentieel inzicht te krijgen in de structuur van de klei op het talud. In vele gevallen zal de klei inhomogeen zijn waardoor de sterkte van plaats tot plaats sterk kan variëren. Zandlenzen en andere vlakken met geringe sterkte kunnen ontstaan tijdens de uitvoering, vooral als de klei niet goed wordt verdicht. Spletten kunnen ontstaan door uitdroging van klei die te nat was bij het aanbrengen. Ook door de afwisseling van de werking van water en uitdroging krijgt goede en goed verdichte klei een structuur van spletten (meestal kleiner dan 1 mm wijd en enige

centimeters of decimeters lang) en aggregaten (homogene kleibrokken met afmetingen van centimeters tot decimeters). Een sterke structuur ontstaat vooral boven de hoogste waterstand (in getijgebieden vanaf 1 m boven gemiddeld hoogwater) tot een diepte van circa 0,4 m onder het kleioppervlak.

Toelichting ad c

Omdat het niet altijd technisch uitvoerbaar of economisch verantwoord is de parameters vast te stellen uit grondmechanische proeven in het terrein of in het laboratorium, is het gebruik van veilige richtwaarden (veilige richtwaarden voldoen in principe aan het criterium 5 % onderschrijdingskans) gebaseerd op ruime empirie toelaatbaar.

Deze richtwaarden moeten dan met de nodige voorzichtigheid worden toegepast. Hierna zal een methode worden aangegeven om een waarde voor de schuifsterkte van klei te kiezen, gebaseerd op de huidige inzichten. Het is mogelijk dat lopend onderzoek naar de sterkte van klei op taluds in de toekomst tot andere aanbevelingen leidt.

Voor zorgvuldig aangebrachte klei (niet te nat, goed verdicht) beneden het niveau van de hoogste waterstand kunnen de representatieve waarden worden gebruikt die in tabel 1 van NEN 6740 staan vermeld. Een deel van deze tabel is hier als tabel B.1 opgenomen.

Met betrekking tot de waarden van de parameter c' in de tabel wordt in de NEN 6740 opgemerkt, dat deze lager zijn en naar nul kan tenderen bij laag spanningsniveau. Voor Nederlandse kleien is dat meestal niet het geval. Waarschijnlijk kunnen de in de tabel gegeven waarden van c' en ϕ' ook gebruikt worden voor het lage spanningsniveau direct onder de toplaag van een taludbekleding. Hoewel in de norm niet expliciet vermeld wordt aangenomen dat de gegeven waarde geldig is voor een verticale spanning van 100 kN/m².

Aangeraden wordt nu bij spanningsniveaus in een beschouwd glijvlak lager dan 100 kN/m² voor de berekening van de stabiliteit van taludbekledingen op klei uit te gaan van richtwaarden voor f_{undr} die in relatie staan tot de richtwaarden gegeven in tabel B.1, maar verlaagd zijn naar verhouding dat de effectieve spanning lager is dan 100 kN/m².

In formulevorm wordt dit:

$$f_{\text{undr}} = c' + \frac{\sigma'_v}{p} (f_{\text{undr}}[\text{tabel}] - c')$$

waarin:

- σ'_v = effectieve normaalspanning in het glijvlak beschouwd in de taludstabiliteitsberekening
- p = effectieve spanning waarvoor de richtwaarden in tabel B.1 van toepassing zijn; thans door ons aangenomen op 100 kN/m².

Bij effectieve normaalspanningen hoger dan 100 kN/m^2 kunnen de karakteristieke richtwaarden van tabel B.1 worden toegepast (zij dienen in ieder geval niet verhoogd te worden). Deze situatie zal zich direct onder taludbekledingen niet voordoen.

Op de aldus bepaalde parameters moeten nog de bijbehorende materiaalfactoren worden toegepast om de rekenwaarden voor de dimensionering te verkrijgen.

Het voorgaande in acht nemende is de procedure voor de vaststelling van rekenwaarden voor c' , c_u en ϕ' uitgaande van tabel B.1 als volgt:

1. bepaal nauwkeurig de grondsoort, de volumieke massa van verzadigde grond ρ_{sat} en de conusweerstand van de klei waarop de taludbekleding wordt aangebracht; stel het onderzoeksresultaat is: klei, zwak zandig, $q_c = 1,2 \text{ MPa}$ en $\rho_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$.
Het eventueel aanwezige gunstige effect van overconsolidatie (OCR) van klei (bijvoorbeeld bij winning uit een diepe kleigroeve) is naar behoren verdisconteerd in de waarden van q_c en ρ_{sat} , zodat hiervoor geen nadere correctie raadzaam is
2. zoek in tabel B.1 op voor dit onderzoeksresultaat welke de corresponderende c' , c_u en ϕ' zijn; kies in dit geval
 $c' = 10 \text{ kPa}$ en $c_u = 80 \text{ kPa}$ en $\phi = 22,5^\circ$
3. bepaal σ'_v in het beschouwde glijvlak in de berekening; stel $\sigma'_v = 2,7 \text{ kPa}$ (van toepassing bijvoorbeeld onder een betonblokken bekleding van $0,2 \text{ m}$ dik onder water)
4. bepaal (alleen bij $\sigma'_v < 100 \text{ kPa}$) de representatieve f_{undr}
 $f_{\text{undr}} = c' + 2,7/100 (80 - c') = 11,9 \text{ kPa}$
5. bepaal de rekenwaarden c_d , c_{ud} en $\tan \phi_d$; dit wordt:
 $c'_d = c'/\gamma_m = 10/1,5 = 6,7 \text{ kPa}$
 $f_{\text{undr},d} = f_{\text{undr}}/\gamma_m = 11,9/1,5 = 7,9 \text{ kPa}$
 $\tan \phi'_d = (\tan \phi')/\gamma_m = (\tan 22,5^\circ)/1,2 = 0,345$
6. bepaal $\tan \phi_u$; dit wordt in dit voorbeeld:
 $\tan \phi_u = \tan \phi'_d + c'_d/\sigma'_v = 0,345 + 6,7/2,7 = 2,8$ respectievelijk
 $\tan \phi_u = f_{\text{undr},d}/\sigma'_v = 7,9/2,7 = 2,9$
 ϕ_u : ongedraineerde wrijvingshoek
7. gebruik vervolgens de kleinste van de bepaalde waarden van $\tan \phi_u$ (of hieruit afgeleid $\tan \delta_d$) in het analytische berekeningsmodel ter beoordeling van de stabiliteit van de taludbekleding.

grondsoort								
hoofd-naam	bijmengsel	consisten- tie ¹⁾	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	q_c MPa	ϕ' °	c' kPa	f_{endr} kPa
grind	zwak siltig	los matig vast	17 18 19 of 20	19 20 21 of 22	15 25 30	32,5 35 37,5 of 40	- - -	- - -
	sterk siltig	los matig vast	18 19 20 of 21	20 21 22 of 22,5	10 15 25	30 32,5 35 of 40	- - -	- - -
zand	schoon	los matig vast	17 18 19 of 20	19 20 21 of 22	5 15 25	30 32,5 35 of 40	- - -	- - -
	zwak siltig kleiig sterk siltig kleiig		18 of 19 18 of 19	20 of 21 20 of 21	5 of 20 2 of 15	27 of 32,5 25 of 30	- -	- -
leem ⁴⁾	zwak zandig	slap matig vast	- - -	19 20 21 of 22	1 2 3	27,5 of 30 27,5 of 32,5 27,5 of 35	0 2 5 of 7,5	50 100 200 of 300
	sterk zandig		-	19 of 20	2	27,5 of 35	0 of 2	50 of 100
klei	schoon	slap matig vast	- - -	14 17 19 of 20	0,5 1,0 2,0	17,5 17,5 17,5 of 25	0 10 25 of 30	25 50 100 of 200
	zwak zandig	slap matig vast	- - -	15 18 20 of 21	0,7 1,5 2,5	22,5 22,5 22,5 of 27,5	0 10 25 of 30	40 80 120 of 170
	sterk zandig	-	-	18 of 20	1,0	27,5 of 32,5	0 of 2	0 of 10
	organisch	slap matig	- -	13 15 of 16	0,2 0,5	15 15	0 of 2 0 of 2	10 25 of 30
veen	niet voorbelast	slap	-	10 of 12	0,1 of 0,2	15	2 of 5	10 of 20
	matig voorbelast	matig	-	12 of 13	0,2	15	5 of 10	20 of 30
variatiecoëfficiënt			0,05		-	0,10	0,20	

Tabel B.1: Representatieve waarden grondeigenschappen (deel tabel 1 uit NEN 6740)

ANNEX C: VERGELIJKING VERSCHILLENDE FORMULES VOOR AFSCHUIFSTABILITEIT

In "Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen" wordt een formule gegeven waarmee de benodigde dikte van een toplaag en/of filterlaag kan worden bepaald in het geval van een steenetting belast door windgolven. Het maatgevende glijvlak is hierbij een glijvlak dat door de ondergrond loopt op een zodanige diepte dat daar de stijghoogte onafhankelijk is van de externe stijghoogte.

In rapport CO-311480/6 (dat als basis heeft gediend voor de in het voorliggende rapport beschreven toepassingen) wordt voor dezelfde situatie een formule gegeven waarmee de kracht op een eventueel aanwezige teenconstructie kan worden bepaald. In deze formule is de dikte van de toplaag een gegeven. Het is mogelijk om de formule zodanig te herschrijven dat de benodigde dikte bepaald kan worden opdat de teen geen belasting hoeft op te nemen.

Aan beide formules liggen een aantal verschillende uitgangspunten ten grondslag. Deze zullen hierna puntsgewijs worden weergegeven.

* formule uit het "Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen":

- aangenomen is dat de teenconstructie voldoende sterk is om de gewichtscapcomponent evenwijdig aan het talud van de toplaag (inclusief de filterlaag) op te nemen; beschouwd wordt de situatie dat er een laag grond wil afschuiven, weerstand wordt geleverd door de wrijving tussen de afschuivende laag en de ondergrond
- er is sprake van een lokaal criterium d.w.z. de situatie ter plaatse van het run-down punt op het moment net voor breken is maatgevend voor de gehele bekleding
- het tijdstip net voor het breken van de golf is maatgevend
- de beschouwde dikte is $0,5 \cdot L_{es} \cdot \sqrt{\pi}$
- direct onder de toplaag is de stijghoogte gelijk aan de externe stijghoogte

* formule uit CO-311480/6

- berekend wordt de kracht op de teenconstructie, het schademechanisme is dat de toplaag inclusief een deel van de ondergrond afschuift maar dat de teenconstructie intact blijft
- er is sprake van een totaal criterium d.w.z. de stabiliteit van de constructie als geheel wordt beschouwd
- het tijdstip van minimum stijghoogte aan de teen is maatgevend
- er is sprake van rechte glijvlakken, de mogelijkheid dat een glijvlak boven de teen uit het talud breekt wordt niet in beschouwing genomen
- de dikte van de afschuivende laag is $0,5 \cdot L \cdot \sqrt{\pi}$, de formulering van L wijkt af van die van L_{es} maar dit verschil is niet essentieel

Het grootste verschil is dus dat er bij de beide formules sprake is van een afwijkende beschrijving van het bezwijkmechanisme. Dit heeft dan ook tot gevolg dat er sprake is van een ander maatgevend tijdstip van de golfperiode (in de handleiding het moment net voor breken en in rapport CO-311480/6 het moment van minimum stijghoogte aan de teen). Dit heeft gevolgen voor het in rekening te brengen stijghoogteverschil over de afschuivende laag.

Het vrij conservatieve lokale criterium in het "Handboek voor de dimensionering van gezette taludbekledingen" leidt tot een eis aan de minimale steendikte die blijkens de nieuwe inzichten niet strikt nodig is. Aanbevolen wordt om in de toekomst de benadering volgens rapport CO-311480/6 toe te passen.