Landaanwinning op slappe grond

Afstudeerrapport

A.A.W. Roesink

Voorwoord

Voor u ligt het afstudeerrapport van A.A.W. Roesink. Het afstudeerwerk is gedaan ter afronding van de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit te Delft en is verricht bij de HAM, Hollandsche Aanneming Maatschappij te Capelle a/d IJssel.

Graag wil ik de HAM bedanken voor de geboden kans om bij hen mijn afstudeerwerk te verrichten. Met name wil ik mijn direkte begeleider, Cees van Rhee, bedanken voor alle hulp en het bijsturen om het einddoel niet uit het oog te verliezen.

Ook wil ik mijn begeleiders op de TU, prof. Verruijt en prof. d'Angremond bedanken voor hun advies en goede raad.

Augustus 1995 Sander Roesink.

Inhoudsopgave

1 Inleiding 2 Theorie van slappe grond 2.1 Inleiding 2.2 Effectieve spanning en waterspanning 2.3 Schuifsterkte 2.4 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag 2.5 De ongedraineerde schuifsterkte 2.6 Consolidatie	
 2 Theorie van slappe grond 2.1 Inleiding 2.2 Effectieve spanning en waterspanning 2.3 Schuifsterkte 2.4 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag 2.5 De ongedraineerde schuifsterkte 2.6 Consolidatie 	5
 2.1 Inleiding 2.2 Effectieve spanning en waterspanning 2.3 Schuifsterkte 2.4 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag 2.5 De ongedraineerde schuifsterkte 2.6 Consolidatie 	9
 2.2 Effectieve spanning en waterspanning	9
 2.3 Schuifsterkte 2.4 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag 2.5 De ongedraineerde schuifsterkte 2.6 Consolidatie 	9
 2.4 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag 2.5 De ongedraineerde schuifsterkte 2.6 Consolidatie 	10
2.5 De ongedraineerde schuifsterkte	12
2.6 Consolidatie	13
	13
3 Stabiliteit talud, zonder geotextiel	18
3.1 Inleiding	18
3.2 Stabiliteit	18
3.3 Verschillende rekenmethoden	21
3.3.1 De "C _u -material" methode	21
3.3.2 Methode van glijvlakken en lamellen	22
3.3.3 Grafische methode voor ophogingen op slappe grond	26
3.3.4 Methode PLAXIS, zonder geotextiel	27
3.4 Resultaten	29
4 Stabiliteit talud, met geotextiel	32
4.1 Inleiding	32
4.2 Het geotextiel	32
4.3 Stabiliteitsanalyse	33
4.3.1 Inwendige evenwichtsbeschouwing	34
4.3.2 Over-all evenwichtsbeschouwing	35
4.3.3 Stabiliteitsberekening volgens PLAXIS	37
4.4 Resultaten	38
5 Squeezing	39
5.1 Inleiding	

	5.2 5.3	Squeezing39Squeezing zonder geotextiel405.3.1Theorie van squeezing40)))
		 5.3.2 Methode om de helling van een lineair verlopende ophoging te bepalen	2
		weggeperste lagen	1
		5.3.4 Grondconstructies op slappe grond 48	ō
	5.4	Squeezing met geotextiel 47	7
		5.4.1 Theorie van squeezen met geotextiel	7
		5.4.2 Squeez-berekening m.b.v. PLAXIS 48	3
	5.5	Conclusie	3
6	Result	aten	4
-	6.1	Resultaten	4
	6.2	Resultaten: stabiliteit zonder geotextiel	4
		6.2.1 De "C _" -material" methode 54	4
		6.2.2 De methode van glijvlakken en lamellen	4
		6.2.3 De grafische methode van ophoging op slappe grond 5	5
		6.2.4 Rekenen met behulp van PLAXIS 5	5
	6.3	Resultaten: stabiliteit met geotextiel 5	6
		6.3.1 Inwendige evenwichtsbeschouwing	6
		6.3.2 De over-all evenwichtsbeschouwing	6
	6.4	Resultaat: squeezing	8
	6.5	Stroomschema voor ontwikkeling alternatieven	8
		Categorie A 6	0
		Categorie B 6	1
		Categorie C 6	2
7	Proefe	eiland IJburg	3
	7.1	Inleiding	3
	7.2	Meetresultaten van Proefeiland IJburg	35
		7.2.1 De waterspanning 6	55
		7.2.2 De rekken in de geotextielen 6	56
		7.2.3 Zettingen van Proefeiland IJburg	57
		7.2.4 Aanbrengen zand direkt op sliblaag	38
	7.3	Narekening Amsterdam IJburg met PLAXIS 6	39

	7.4 Toetsen berekende rekken aan de optredende rekken			
	7.5	Bepaling uitvoeringswijze Amsterdam IJburg	71	
	7.6	Conclusies	74	
8	Conclu	isies	76	
Literat	uurlijst		78	

Bijlagen

Samenvatting

Het komt steeds vaker voor, dat landuitbreidingen plaats vinden in gebieden waar de bodem bestaat uit slappe grond. Twee eigenschappen van die grond, de slechte doorlatendheid en de lage schuifsterkte, zijn de oorzaak van grote problemen, die ondervonden worden tijdens en na de uitvoering van dergelijk projecten. De problemen hebben betrekking op de stabiliteit van de ondergrond, stabiliteit van het geplaatste talud en de zakking van het aan te winnen gebied.

Er bestaat de mogelijkheid om deze problemen te voorkomen door maatregelen te treffen.

• Door taluds te maken, die een zodanige schuifspanning veroorzaken in de ondergrond, dat de schuifsterkte van deze slappe laag niet wordt overschreden. In geval van zeer slappe ondergrond betekent dit, dat het plaatsen van het zand zeer gecontroleerd moet gebeuren.

• Door (een deel van) de slappe laag te verwijderen wordt een ondergrond met een hogere schuifsterkte verkregen.

• Er moet vertikale drainage worden aangebracht als de slappe laag niet wordt verwijderd, om de consolidatie te versnellen.

Om de stabiliteit van de taluds te garanderen kan geotextiel worden toegepast. Geotextiel kan een bijdrage leveren in het momentenevenwicht van een moot grond, dat gaat afschuiven, ook zal geotextiel in geval van oppersingen voorkomen, dat de slappe grond de oppervlakte bereikt.

Met behulp van een stroomschema kunnen de alternatieven, die uitvoerbaar zijn, worden gegenereerd. Vervolgens worden de kosten van de alternatieven bepaald, zodat een keus van de meest economische oplossing kan worden gemaakt.

In Amsterdam IJburg moet in de toekomst een landuitbreiding van 280 ha plaatsvinden op slappe grond. Door het stroomschema toe te passen en de resultaten van het Proefeiland IJburg als toetsing te gebruiken, is een alternatief voor de realisatie van Amsterdam IJburg verkregen. Door een door de HAM ontwikkelde sproeimethode te gebruiken voor de landaanwinning kan op de goedkoopste manier het project tot stand komen.

4

1 Inleiding

In het kader van landuitbreidingsprojecten komt het steeds vaker voor dat land moet worden aangewonnen in gebieden waar de bodem bestaat uit slappe tot zeer slappe grond. Deze slappe grond heeft over het algemeen twee belangrijke eigenschappen, die het realisatieproces aanzienlijk beïnvloeden. Deze eigenschappen zijn: een lage schuifsterkte van de slappe laag en een slechte doorlatendheid van de slappe laag. Deze twee eigenschappen waren er in het verleden, samen met de uitvoeringswijze, de oorzaak van, dat er tijdens en na de uitvoering van werken grote problemen optraden. Deze problemen hadden voornamelijk betrekking op de stabiliteit van het talud, het wegpersen van de ondergrond en de zakking van het aan te winnen gebied. Om de problemen met betrekking tot de uitvoering van de ophoging te voorkomen, is het mogelijk om een aantal maatregelen te nemen. Tot de maatregelen die genomen kunnen worden, behoren:

De slappe grond verwijderen.

Door de slappe grond in zijn geheel of gedeeltelijk te verwijderen, kunnen vele problemen met de stabiliteit en de zakking omzeild worden.

Nauwkeurige sproeimethode.

Om problemen met wegpersen van de slappe grond en de stabiliteit van de taluds te voorkomen, moet het ophoogzand in dunne laagjes worden aangebracht, zodat de belasting toename niet te snel verloopt. Door tussen de laagjes consolidatieperiodes in acht te nemen, kan de slappe grond aan sterkte winnen en kan de belasting vervolgens verder worden opgevoerd.

Plaatsen geotextiel.

Het geotextiel wordt enerzijds gebruikt om het ophoogzand en de slappe laag gescheiden te houden, anderzijds om bij te dragen aan de stabiliteit van de taluds van de landaanwinning.

Deze maatregelen kunnen eventueel in combinatie worden uitgevoerd. Indit rapport zal gekeken worden naar de stabiliteit van het talud en de stabiliteit van de onderlaag met betrekking tot wegpersen van die laag. De zakking zal, als lange termijn probleem, buiten beschouwing blijven.

De problemen met de stabiliteit van het talud en het wegpersen van de onderlaag treden voornamelijk op direkt na het aanbrengen van de belasting. In de loop van de tijd zal de opgebouwde waterspanning afnemen en de draagkracht zal toenemen. De situatie direkt na aanbrengen van de belasting is derhalve maatgevend. In de berekeningen die zullen worden uitgevoerd, wordt daarom uitgegaan van de ongedraineerde situatie.

Indien de slappe grond niet wordt verwijderd, moeten er, afhankelijk van de opdrachtgever, maatregelen genomen worden om de zetting te versnellen. De langzame zetting wordt veroorzaakt door de slechte doorlatendheid. Door de doorlatendheid te verbeteren, kan het overspannen water in de slappe laag sneller afstromen. Als de waterspanning in de slappe laag gereduceerd is tot de hydrostatische druk is de primaire zakking van het consolidatieproces voltooid.

De secundaire of seculaire zakking, ook wel kruip genoemd, van de slappe laag kan niet versneld worden en is gerelateerd aan de tijd. Daarom wordt rekening gehouden met een nazakking na afloop van de primaire zakking. Deze nazakking is afhankelijk van de dikte van de zettende laag en de samenstelling van de laag.

Door vertikale drainage aan te brengen, wordt de horizontale doorlatendheid schijnbaar vergroot. In combinatie met een extra overhoogte kan de eindtijd van de primaire zakking nog meer verkort worden.

Het doel van de studie is om op basis van de theorie en de praktische ervaring te komen tot de meest economische oplossing van landaanwinning op slappe grond door een gefundeerde keus te maken tussen verwijderen van de slappe grond of niet en het wel of niet toepassen van geotextiel.

In Hoofdstuk 2 zullen enkele typerende kenmerken van slib worden uitgelegd. Met name de begrippen effectieve spanning, schuifsterkte, ongedraineerd gedrag, waterspanning en de consolidatietheorie komen aan de orde. Deze begrippen zijn van belang om inzicht te krijgen in het bezwijkgedrag en het zettingsgedrag van slappe grond.

In Hoofdstuk 3 wordt de stabiliteit van taluds uiteengezet, zonder de toepassing van een geotextiel. Stabiliteit wordt uitgedrukt in de stabiliteits- of veiligheidsfaktor F. De stabiliteitsfaktor geeft de verhouding tussen het weerstandsmoment, veroorzaakt door de schuifsterkte, de effectieve spanning en de hoek van inwendige wrijving, en het aandrijvende moment, veroorzaakt door de bovenbelasting. Als F > 1, dan is er theoretisch sprake van een stabiel talud en als F < 1, dan is er sprake van een instabiele situatie. Aan de hand van een aantal berekeningsmethoden wordt een beeld geschetst van de mogelijkheden om de veiligheidsfaktor van een talud te bepalen.

In Hoofdstuk 4 wordt de stabiliteitsfaktor van een talud berekend, waarin wel een geotextiel is toegepast. Ook dit kan met behulp van verschillende methoden gebeuren. In het hoofdstuk worden de eigenschappen van het geotextiel besproken. Tevens worden enkele rekenmethoden uiteen gezet en met een voorbeeld toegelicht.

Voor de stabiliteit van de taluds geldt, dat ze zowel tijdens, als na de uitvoering van belang is. Tijdens de uitvoering, omdat de stabiliteit medebepalend is voor de toelaatbare dikte van de aan te brengen laag zand en na de uitvoering, omdat direkt na het aanbrengen van de ontworpen zanddikte, de laagste veiligheidsfaktor bereikt is. Het aandrijvend moment is immers maximaal.

In Hoofdstuk 5 gaat het om het mechanisme, dat optreedt als de slappe grond wordt weggeperst, ten gevolge van de aangebrachte belasting, het zogenaamde squeezen. Het mechanisme wordt veroorzaakt door een verstoring van het inwendig evenwicht. Door ongelijke belastingverdelingen heerst er een verschil in de vertikale kracht in de slappe laag. De vertikale kracht is evenredig met de horizontale kracht in de grond. Als deze waarden op korte afstand teveel van elkaar verschillen, ontstaat er een resulterende kracht in de slappe laag, die door de schuifweerstand van de ondergrond moet worden opgenomen. Wordt de maximale schuifsterkte overschreden, dan treden er vervormingen in de slappe laag op.

Om de bruikbaarheid van de verschillende rekenmethoden te testen, worden de rekenmethoden toegepast op een standaard situatie. Deze standaard situatie is gepresenteerd in Figuur 1.1.

In Hoofdstuk 6 worden de resultaten van de verschillende berekeningsmethoden gepresenteerd, alsmede een diagram, dat dient als leidraad in het keuzeproces, dat doorlopen moet worden om te bepalen welke alternatieven uitvoerbaar zijn. Vervolgens moeten per alternatief de uitvoeringskosten berekent worden om te bepalen welk alternatief uitgevoerd zal worden.

In Hoofdstuk 7 zal Proefeiland IJburg worden besproken aan de hand van de in Hoofdstuk 3 t/m Hoofdstuk 6 gevonden resultaten. Proefeiland IJburg of Amsterdam IJburg is een landaanwinning op slib. Het is uitgevoerd als proefeiland met de volgende doelstellingen:

- proberen een exacter inzicht te verkrijgen in het werkelijke zettingsgedrag en het effect van eventuele zettingsversnellende maatregelen;

- proberen om een beter inzicht te verkrijgen in de problemen met betrekking tot de gebruikte sproeitechniek en het aanbrengen van kunststof matten;

- proberen om een exacter inzicht te verkrijgen in de kosten van het bouwrijp maken van het plangebied.

Hoofdstuk 8, tenslotte, bevat de conclusies en aanbevelingen ten aanzien van de mogelijkheden voor landaanwinning op slappe grond en ten aanzien van het proefeiland en de eventuele volledige uitvoering van Amsterdam IJburg.

(1)

2 Theorie van slappe grond

2.1 Inleiding

Slappe grond wordt gekenmerkt door enkele zeer specifieke eigenschappen. Tot de slappe grond worden gerekend: klei, veen en slib. Die eigenschappen zijn bepalend voor het gedrag van constructies, die op slappe ondergrond zijn gefundeerd en de wijze waarop die constructie uitgevoerd wordt. De belangrijkste eigenschappen zijn de schuifsterkte van de slappe grond en de zeer slechte doorlatendheid. Om inzicht te verkrijgen in deze eigenschappen zal een theoretische beschouwing gegeven worden van:

- effectieve spanning en waterspanning;
- de cohesie en schuifsterkte;
- gedraineerd en ongedraineerd gedrag;
- waterspanning en consolidatietheorie;

2.2 Effectieve spanning en waterspanning

In de grond werken, net als in andere materialen, spanningen als gevolg van uitwendige belastingen en het eigen gewicht. Een belangrijke eigenschap van grond is hierbij, dat grond, als het geen cohesie heeft, alleen drukspanningen kan overbrengen, geen trekspanningen. Voorts kunnen schuifspanningen worden overgebracht. Verder is nog van groot belang, dat een gedeelte van de spanningen in grond worden overgebracht door het water.

Op een elementje zullen in het algemeen normaal- en schuifspanningen werken. De normaalspanning in de grond is σ . In het inwendige van de grond wordt deze spanning overgedragen door een druk, p, in het water, en door spanningen tussen de korrels, σ '.

$$\sigma' = \sigma - \rho \tag{1}$$

Men noemt σ' ook de effectieve spanning. De effectieve spanningen zijn een maat voor de geconcentreerde krachten die in de contactpunten van het korrelskelet worden overgedragen. Als p = σ vindt men dat σ' = 0, hoewel er dan toch krachten in de korrels zijn, namelijk een alzijdige spanning σ . De basisgedachte is, dat de vervormingen van het korrelskelet bepaald worden door de geconcentreerde krachten in de contactpunten en het is dan zinvol een zodanige maat in te voeren dat de vervormingen nul zijn als die maat voor de spanningen ook nul is. Deze maat is de korrelspanning.

2.3 Schuifsterkte

In een contactpunt tussen twee korrels kan een normaalkracht en een schuifkracht worden overgebracht. De grootte van de schuifkracht is afhankelijk van de normaalkracht. Als de verhouding tussen de normaalkracht en de schuifkracht een kritische waarde bereikt, de wrijvingscoëfficiënt f, zullen de korrels over elkaar gaan schuiven, hetgeen tot grote deformaties leidt. De deformaties van het korrelskelet ten gevolge van het indrukken van de korrels verdwijnen hierbij in het niet.

Bij toenemende schuifspanning worden de hoekvervormingen progressief groter. De grond bezwijkt als de schuifspanningen in een vlak te groot worden. De grond schuift dan langs dat vlak af. Langs andere vlakken treedt geen afschuiving op, omdat op die vlakken nog voldoende weerstand aanwezig is. De kritische schuifspanning is door Coulomb als volgt beschreven:

$$\tau_f = C + \sigma' \tan \phi$$

Hierin is σ' de effectieve spanning loodrecht op het beschouwde vlak, C de cohesie en ϕ de hoek van inwendige wrijving. Als de schuifspanning kleiner is dan de kritieke waarde $\tau_{\rm f}$ dan zijn de vervormingen begrensd. Vaak worden ze dan als elastisch beschouwd of geheel verwaarloosd. Als de schuifspanning op een bepaald vlak de kritieke waarde heeft bereikt, zijn de vervormingen onbegrensd. Er treedt dan bezwijken op. Uit de toegepaste mechanica is bekend dat men de spanningen die in een bepaald punt op verschillende vlakjes werken in elkaar kan uitdrukken met behulp van analytische formules, waarin de hoek van de beschouwde richting met de hoofdrichting voorkomt. De spanningen op twee vlakjes met de normaalvectoren in de x- en y-richting, die een hoek α maken met de richtingen van de grootste en kleinste hoofdspanningen kunnen met behulp van evenwichtsbeschouwingen worden uitgedrukt in de grootste en de kleinste hoofdspanning, zie Figuur 2.1.

(2)

$$\sigma'_{xx} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\alpha$$
(3)

$$\sigma_{yy}' = \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') - \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\alpha$$
(4)

$$\sigma'_{xy} = \sigma'_{yx} = -\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)\sin 2\alpha$$
⁽⁵⁾

Men kan de spanningen op vlakjes met verschillende oriëntatie grafisch weergeven met behulp van de cirkel van Mohr, zie Figuur 2.2. Een punt van de cirkel van Mohr geeft de normaalspanning en de schuifspanning op een zeker vlakje aan. Op sommige vlakjes is de schuifspanning klein en op andere groot. Het is zelfs mogelijk dat op bepaalde vlakjes de schuifspanning zo groot wordt, dat aan de bezwijkvoorwaarde (2) wordt voldaan. In Figuur 2.2. is de bezwijkvoorwaarde ook getekend. Er zijn twee vlakjes, weergegeven door de punten C en D, waar de schuifspanning juist kritiek is. Op alle andere vlakken is de schuifspanning beneden de kritische waarde. Dit wordt het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb genoemd. Als de spanningscirkel geheel binnen de omhullende ligt zal er geen bezwijken optreden. Cirkels die gedeeltelijk buiten de omhullende vallen zijn onmogelijk, omdat op sommige vlakjes de schuifspanning groter zou zijn dan de kritieke waarde. Als de cirkel aan de omhullende raakt, zijn er twee vlakjes (die met een hoek van 45°-½ met de richting van de grootste hoofdspanning maken) waar de spanningstoestand kritiek is. Er kan dan bezwijken optreden. Men kan verwachten dat de grond zal afschuiven over vlakjes in de twee richtingen waarin de spanningstoestand kritiek is.

Het Mohr-Coulomb criterium beschrijft vrij goed het bezwijken van korrelachtige materialen, zoals zand. Voor dergelijke materialen is de cohesie ongeveer nul en de hoek van inwendige wrijving meestal 30° tot 45°.

Voor klei is het criterium van Mohr-Coulomb ook bruikbaar. Het is iets gecompliceerder voor zeer slappe klei. Klei met een zeer hoog watergehalte gedraagt zich meer als een visceuze dan als een vaste stof. Op een dergelijk materiaal is het Mohr-Coulomb criterium niet goed toepasbaar. Ook moet men voor klei rekening houden met de waterspanning, die een funktie van de tijd kan zijn.

2.4 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag

Gedraineerd en ongedraineerd gedrag is de benaming voor twee verschijnselen die optreden als grond wordt belast. Tijdens de belasting van een elementje zijn er twee fasen te onderkennen:

- 1. In de eerste fase wordt de toename van de waterspanning gerealiseerd.
- 2. In de tweede fase zal er een stroming ontstaan waardoor de opgebouwde wateroverspanning kan afnemen.

<u>Ad 1</u>) Bijna altijd (afgezien van sterke gesteenten) is water veel stijver dan het korrelskelet. Stel dat de belasting in een oneindig korte tijd wordt aangebracht, dan wordt praktisch alle belasting door het water gedragen. Dit betekent: wateroverspanning. <u>Ad 2</u>) Het waterdrukverschil tussen het elementje en de omgeving resulteert in stroming van water van het belaste elementje richting de onbelaste omgeving. Deze stroming houdt aan totdat de waterdruk in het elementje gelijk is aan de druk in de omgeving, dus totdat de overdruk verdwenen is.

In de praktijk kan een belasting nooit oneindig snel worden aangebracht. Gedraineerd of ongedraineerd gedrag hangt dus samen met de snelheid waarmee de belasting wordt aangebracht ten opzichte van de consolidatietijd van de grond. De consolidatietijd is de tijd die nodig is om de opgebouwde waterspanning ten gevolge van de belastingtoename tot nul te laten reduceren.

In principe kan iedere grondsoort zowel gedraineerd, als ongedraineerd reageren.

In Figuur 2.3 is een voorbeeld van de waterspanningsontwikkeling tijdens de ongedraineerde belasting gepresenteerd.

Voor het aanbrengen van de belasting is de waterdruk hydrostatisch, p_s . Er is geen stroming van water. Door het aanbrengen van een bovenbelasting wordt in de kleilaag een toename van de waterspanning veroorzaakt, p_0 . Door de grotere doorlatendheid, in vergelijking met de klei, wordt de waterspanning in de zand- en gravellaag niet veranderd. Aan de randen van de kleilaag bestaat hierdoor een gradiënt resulterend in een stroming en afname van de waterspanning in de kleilaag. Indien het waterniveau niet verandert, zal de uiteindelijke waterspanning, p_{ss} gelijk zijn aan de oorspronkelijke waterspanning, p_{ss} .

De stroming blijft bestaan zolang de wateroverspanning, pe niet gelijk is aan nul.

2.5 De ongedraineerde schuifsterkte

De ongedraineerde schuifsterkte, C_u [kPa], is van groot belang tijdens de belasting van slecht doorlatende grondsoorten. De ongedraineerde schuifsterkte is onder andere te bepalen door toepassing van de triaxiaalproef op verzadigde grond met een lage doorlatendheid. Ongedraineerde proeven worden gedaan, omdat in de praktijk vaak ook situaties voorkomen waarin drainage niet mogelijk is. Als bijvoorbeeld in korte tijd een ophoging op een kleilaag wordt aangebracht, zal gedurende de eerste tijd de afname van de waterspanning, de consolidatie, verwaarloosbaar zijn. Om het gedrag van klei onder die omstandigheden na te gaan, kan men een ongeconsolideerde ongedraineerde proef doen. Dit betekent, dat men triaxiaalproeven bij verschillende celdrukken uitvoert, zonder dat het monster de gelegenheid wordt gegeven te consolideren. De isotrope spanningstoename wordt dan door het water opgenomen, ofwel de effectieve spanningen veranderen niet. Volgens vergelijking (2) geldt dan, dat de schuifspanning ook niet verandert, dus alle cirkels van Mohr hebben dezelfde diameter. (zie Fig. 2.4). Men vindt dus, als men de waarde voor C en ϕ wil weergeven, dat ϕ praktisch nul blijkt te zijn en dat het materiaal alleen cohesie lijkt te hebben ter waarde van C_u, of S_u, de ongedraineerde schuifsterkte. Een analyse gebaseerd op grondspanningen, met alleen een schijnbare cohesie C_u noemt men een ϕ = 0-analyse.

In veel situaties is het verantwoord alleen maar het ongedraineerde gedrag te bestuderen, met $C = C_u$ en $\phi = 0$. Dat is bijvoorbeeld het geval bij een constante belasting op klei. In het begin zullen er waterspanningen optreden en die zullen geleidelijk afnemen door consolidatie. Als de waterspanningen afnemen zal de korrelspanning toenemen. Het gevaar voor bezwijken wordt in het verloop van de tijd steeds kleiner. Als de stabiliteit verzekerd is op het moment van belasten, is dat later zeker zo. Men kan dus volstaan met het controleren van de stabiliteit onder gebruikmaking van de ongedraineerde sterkte.

2.6 Consolidatie

Behalve door spanningstoename, treden er ook vervormingen op door tijdsafhankelijke verschijnselen. Dat kan kruip zijn, maar het kan bij met water verzadigde grond, ook een gevolg zijn van een vertraging die optreedt doordat volumeverkleining gepaard gaat met een verkleining van het poriënvolume, en dat kan alleen als het water uit de grond geperst wordt. Afhankelijk van de doorlatendheid kan dit een zekere tijd vergen. Dit

(0)

(0)

proces wordt consolidatie genoemd. Bij de volgende beschouwing uit [2] wordt aangenomen dat de grond zijdelings niet kan vervormen en dat de afstroming van het water alleen in vertikale richting kan plaatsvinden.

Het verband tussen de korrelspanning en de vertikale rek kan worden geschreven als:

$$\sigma' = -(K + \frac{4}{3}G)\varepsilon$$
(6)

Deze benadering is elastisch, en geldt alleen voor zeer kleine spanningsveranderingen. In de grondmechanica is het gebruikelijk om (6) te schrijven als

$$\varepsilon = -m_{\nu}\sigma' \tag{7}$$

waarin m_v de samendrukbaarheid is. Als de waterspanning gelijk is aan p, dan volgt op grond van Terzaghi's principe van de effectieve spanningen,

$$\varepsilon = -m_{\nu}(\sigma - p) \tag{0}$$

Meestal is het verloop van σ in de tijd bekend, maar de waterspanning kan nog variëren. Om dat te kunnen beschrijven is een beschouwing van de continuïteit van het water nodig. Beschouwd wordt een elementair volume V in de grond. Het volume van het water daarin is $V_w = n \cdot V$, als n de porositeit is. De korrels kan men als onsamendrukbaar beschouwen, dus het volume V kan alleen veranderen als het poriënvolume verandert. En dat kan alleen als het water in de poriën samengedrukt wordt, of het water uit de poriën stroomt. Volumeverandering van het water zelf kan geschieden als de druk verandert, en wel geldt er, bij benadering,

$$\Delta V_1 = -V_w \beta \Delta p = -n\beta V \Delta p \tag{9}$$

waarin β de samendrukbaarheid van het water is. Voor zuiver water is $\beta = 0.5 \times 10^{-9}$ m²/N, en dat is bijna verwaarloosbaar. Als er echter wat lucht in de poriën voorkomt, kan de waarde van β vele malen groter worden. In eerste instantie kan men dan stellen

$$\beta = S\beta_0 + \frac{S(1 - S)}{p_0}$$
(10)

waarin β_0 de samendrukbaarheid van zuiver water is, S de verzadigingsgraad en p_0 de totale druk in het water, absoluut gerekend (d.w.z. dat de druk onder atmosferische omstandigheden 100 kPa is). Om ook niet-verzadigde grond te kunnen beschouwen, wordt het effect van de samendrukbaarheid meegenomen. Het verband (9) drukt uit dat

de volumeverandering van het water evenredig is met het volume van het water en evenredig met de druktoename in het water.

De volume verandering ten gevolge van de grondwaterstroming wordt beschreven door de divergentie van het specifieke debiet. Als er meer water uit een elementje stroomt dan er in stroomt, is er een netto-verlies, en dus een volumeverandering. Men kan daarvoor schrijven

$$\Delta V_2 = -(\nabla \cdot q) V \Delta t = -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) V \Delta t$$
(11)

Het minteken is hier ingevoerd, omdat een positieve waarde van ∇ -q aangeeft dat er meer water uit een elementje stroomt dan er in stroomt. Het volume van de grond neemt dan af. Er volgt nu voor de verandering van de volumerek, Δe ,

$$\Delta \boldsymbol{e} = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V_1 + \Delta V_2}{V} = -n\beta \Delta \boldsymbol{p} - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) \Delta t \tag{12}$$

Deelt men dit door Δt , en gaat men dan over in de limiet $\Delta t \rightarrow 0$, dan vindt men

$$\frac{\partial \boldsymbol{e}}{\partial t} = -n\beta \frac{\partial \boldsymbol{p}}{\partial t} - \left(\frac{\partial \boldsymbol{q}_x}{\partial x} + \frac{\partial \boldsymbol{q}_y}{\partial y} + \frac{\partial \boldsymbol{q}_z}{\partial z}\right)$$
(13)

Dit een de basis vergelijking uit de consolidatietheorie. Men noemt het de *bergingsvergelijking*. De vergelijking drukt uit dat een volumeverandering ($\partial e/\partial t$) op kan treden door drukverandering (daarbij geeft de faktor n aan hoeveel water er is en de faktor β hoe de samendrukbaarheid van het water is), of door een netto-uitstroming van water uit de poriën (tweede term van het rechterlid). In het ééndimensionale geval van alleen vertikale stroming reduceert de bergingsvergelijking tot

$$\frac{\partial \boldsymbol{e}}{\partial t} = -n\beta \frac{\partial \boldsymbol{p}}{\partial t} - \frac{\partial \boldsymbol{q}_z}{\partial z}$$
(14)

De grootte van het specifieke debiet q_z hangt samen met de drukgradiënt, volgens de wet van Darcy. Daarvoor geldt

$$q_z = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z}$$
(15)

Opgemerkt dient te worden, dat het hier niet nodig is om rekening te houden met de drukgradiënt door het eigengewicht van het water, omdat met p de incrementele waterspanning bedoeld wordt, d.w.z. de verandering ten opzichte van een begintoestand, waarin de zwaartekracht al verdisconteerd is. Door te rekenen met het piëzometrisch niveau worden problemen hiermee voorkomen. Uit (14) en (15) volgt, aannemende dat de doorlatendheid k een constante is,

$$\frac{\partial \boldsymbol{\varphi}}{\partial t} = -n\beta \frac{\partial \boldsymbol{p}}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \boldsymbol{p}}{\partial z^2}$$
(16)

In het ééndimensionale geval zijn er geen horizontale rekken, en is dus de volumerek e gelijk aan de vertikale rek ε .

Men vindt nu uit (8), (15) en (16), aannemende dat de samendrukbaarheid m, niet met

$$e = \varepsilon$$
 (17)

de tijd verandert,

$$(m_{v} + n\beta)\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_{w}}\frac{\partial^{2} p}{\partial z^{2}} + m_{v}\frac{\partial \sigma}{\partial t}$$
(18)

Dit een andere basisvergelijking van de consolidatietheorie. Uit deze differentiaal vergelijking zal men de waterspanning p moeten bepalen.

Het eenvoudigste geval treedt op, als de totaalspanning σ tijdens het proces niet verandert. Dat zal het geval zijn als de belasting op de grond niet verandert tijdens de consolidatie. Men krijgt dan

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \tag{19}$$

waarin c_v de consolidatiecoëfficiënt is,

$$c_{v} = \frac{k}{\gamma_{w}(m_{v} + n\beta)}$$
(20)

In de mathematische fysica noemt men een vergelijking van het type (19) een *diffusievergelijking*.

Opgemerkt mag worden dat de vergelijking nauwelijks eenvoudiger wordt als het water onsamendrukbaar is (β = 0). Dit heeft alleen invloed op een van de coëfficiënten. Men kan het effect van de samendrukbaarheid van het water dus met weinig moeite meenemen.

Door als beginvoorwaarde op t = 0 : $p = p_0$ te stellen en dat de belasting p_0 constant is voor t > 0, en als randvoorwaarden in te voeren: een grondmonster met de dikte 2h, aan

beide zijden drainerend, wordt de volgende oplossing voor het verloop van de waterspanning p gevonden:

$$\frac{p}{p_0} \approx \frac{4}{\pi} \cos[\frac{\pi}{2} \frac{(h-z)}{h}] \exp[-\frac{\pi^2}{4} \frac{c_v t}{h^2}], \quad \frac{c_v t}{h^2} \gg 1$$
(21)

Na voldoend lange tijd blijft er maar één term over en dat is een cosinus-funktie in de zrichting. De waarde van p gaat exponentieel naar nul met het verloop van de tijd t.

Tijdens het consolidatie proces neemt in de grond dus de waterspanning af. Volgens vergelijking (1) neemt daardoor de korrelspanning toe. σ is immers constant, dus als p kleiner wordt, wordt σ ' groter. Dus de schuifsterkte volgens (2) neemt dan, met ϕ ' (effectieve wrijvingshoek), ook toe. In Figuur 2.5 is dit verschijnsel gedemonstreerd.

De kleine cirkel is de cirkel die verkregen wordt, als een monster belast wordt door een bovenbelasting A. De grote cirkel wordt verkregen als het monster een zekere belasting B ondergaat, waarbij B > A. Bij beide cirkels horen verschillende waarden voor σ , zodat wanneer de waterspanning tot nul is gereduceerd, van σ en p. De belasting wordt gedragen door het water en de grootte van σ en p is afhankelijk van de bovenbelasting. Als consolidatie optreedt, neemt de waterspanning af en de korrelspanning toe. De korrelspanning wordt dus groter naarmate de bovenbelasting groter is. In de figuur is ook te zien, dat de werkelijke cohesie C, kleiner is dan de schijnbare cohesie C_u.

3 Stabiliteit talud, zonder geotextiel

3.1 Inleiding

Wanneer een bovenbelasting aangebracht wordt op een grondlaag, kan het gebeuren dat deze ondergrond zodanig belast wordt, dat ze bezwijkt. In Figuur 3.1 zijn de bezwijkmechanismen weergegeven te weten afschuiven van het talud en squeezing of wegpersen van de onderlaag.

De oorzaak van afschuiving van het talud wordt gevonden in de beperkte draagkracht van de ondergrond. Om deze vorm van bezwijken te voorkomen moet, voorafgaand aan de uitvoering, berekend worden welke bovenbelasting toelaatbaar is. Afhankelijk van de eigenschappen van de ondergrond en geometrie zijn verschillende rekenmethoden toepasbaar. In dit hoofdstuk zal een beschrijving van enkele methoden worden gegeven en worden ze toegepast op de standaard situatie (fig.1.1). Daarbij zullen de belangrijkste aspecten waar op moet worden gelet, worden besproken. Aan het eind van dit hoofdstuk zullen de methoden beoordeeld worden op de betrouwbaarheid van het resultaat en het gemak waarmee de methode gebruikt kan worden, de werkbaarheid.

Het is mogelijk om een geotextiel tussen de slappe laag en de ophoging aan te brengen, om stabiliteit te waarborgen (Hoofdstuk 4).

Om squeezing te voorkomen mag de schuifspanning veroorzaakt door de helling van het talud niet groter zijn dan de schuifsterkte van de ondergrond (Hoofdstuk 5).

3.2 Stabiliteit

Men spreekt van stabiliteit van een talud als een aandrijvend moment, veroorzaakt door het eigengewicht en de bovenbelasting, kleiner is dan een weerstandsmoment. De weerstand tegen afschuiving wordt geleverd door de schuifspanning. De schuifspanning is begrensd. De maximaal mobiliseerbare schuifspanning is:

$$\tau = C + \sigma' \tan \phi$$

(1)

Hierin is C de cohesie, σ ' de effectieve spanning en ϕ de hoek van inwendige wrijving. De stabiliteit wordt uitgedrukt in een stabiliteits- of veiligheidsfaktor F.

Als F < 1, dan is het talud instabiel, en als F > 1, dan wordt het talud stabiel genoemd. In de praktijk ligt deze scheiding niet altijd precies op 1. Dit komt doordat bij de gekozen afschuiving.

F = <u>maximale weerstandsmoment</u> aandrijvend moment

parameters vaak afwijkingen optreden, die niet in de berekening worden meegenomen. Dit zijn afwijkingen die optreden op micro-schaal te weten niet-constante grondparameters bv. cohesie. Dit kan resulteren in een verminderde weerstand tegen

Als de benodigde parameters voldoende nauwkeurig bekend zijn mag gerekend worden met een stabiliteitsfaktor van 1.2. Wanneer er onzekerheden omtrent de nauwkeurigheid van parameters bestaan, dan moet gerekend worden met een stabiliteitsfaktor van 1.4 à 1.5 voor een veilige situatie. In het geval van de aanwezigheid van veen of slappe klei wordt gerekend met een faktor 2 om grote vervormingen te voorkomen [9].

De maximaal te mobiliseren weerstand is onder andere afhankelijk van :

- cohesie van de slappe laag (C)
- hoek van inwendige wrijving van ondergrond en ophoogmateriaal (φ)
- hoek van het talud (α)
- ligging van het (grond)water (γ_{water})
- volumegewicht ondergrond en ophoogmateriaal (γ_{slib} en γ_{zand})
- hoogte van de ophoging (h)
- dikte van de slappe laag (d)

Na aanbrengen van de belasting, treedt na verloop van tijd afname van de waterspanning op. Dit proces heet consolidatie. De totaalspanning σ blijft constant en de waterspanning p neemt af, dus zal de effectieve spanning σ' toenemen ($\sigma = \sigma' + p$). Dit resulteert in toename van de ongedraineerde schuifsterkte.

Door proeven te nemen met monsters van de ondergrond kan duidelijkheid worden verkregen omtrent de sterktetoename van de ondergrond met de diepte en met de tijd.

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen korte- en lange termijn stabiliteit. In een situatie waarin de belastingtijd klein is ten opzichte van de consolidatietijd is sprake van korte termijn stabiliteit. In een goed drainerende situatie wordt gesproken van lange termijn stabiliteit. Dit is het uitgangspunt voor de keuze tussen een totaal spanningsanalyse of een effectieve spanningsanalyse.

De totaal spanningsanalyse is gebaseerd op de ongedraineerde schuifsterkte (C_u) voor aanvang van het werk. Er wordt geen rekening gehouden met de toename van de

(2)

effectieve spanning door de afname van de waterspanning. Deze situatie komt voor aan het begin van een werk, kort nadat de bovenbelasting is aangebracht. Omdat de ondergrond zal gaan consolideren, mag met een lage veiligheidsfaktor gerekend worden. Na verloop van tijd zal de ondergrond sterker worden en daardoor zal de veiligheidsfaktor ook groter worden, m.a.w. als het talud direkt na aanbrengen blijft liggen, zal deze later ook niet bezwijken.

In de effectieve spanningsanalyse wordt de toename van de effectieve spanning, als gevolg van de afname van de waterspanning, wèl in de berekening meegenomen. Deze methode benadert de werkelijkheid beter, maar vereist de nodige kennis van de verandering van de waterspanning als funktie van de toegepaste belasting en de tijd.

Tijdens het ontwerpen van taluds moet altijd de stabiliteitsfaktor bepaald worden om aan te tonen dat het ontworpen profiel realiseerbaar is.

Er bestaan vele verschillende methoden waarop de stabiliteitsfaktor van een talud kan worden berekend. Vele van deze methoden zijn opgesomd in het CUR-rapport *Vuist- en rekenregels voor grondconstructies op sterk samendrukbare grond* [9]. Veel methoden zijn slechts geschikt om te worden toegepast in homogene grond. Voor de rekenmethoden geldt, dat slechts het ongedraineerde gedrag in berekening wordt betrokken. Enkele methoden die toepasbaar zijn:

- 1) de "C_u-material" methode.
- 2) methode van glijvlakken en lamellen.
- 3) grafische methode voor ophogingen op slappe grond.
- 4) methode PLAXIS.

Er wordt geen rekening gehouden met gefaseerde ophoging en wachttijden voorgeschreven door het consolidatieproces.

3.3 Verschillende rekenmethoden

3.3.1 De "C_u-material" methode

De C_u -material methode [9] is een energie methode die de stabiliteitsfaktor bepaalt met behulp van de schuifspanning en de verrichte arbeid (fig. 3.2). De C_u -material methode wordt toegepast op de standaard situatie.

Beginwaarden die voor deze methode worden aangenomen zijn:

F = 1

C_{u.gem.} = 3.25 kPa.

De andere waarden staan vermeld in figuur 1.1.

Bij deze methode wordt er vanuit gegaan, dat bij een vooraf bepaalde stabiliteitsfaktor een omgekeerd evenredig deel van de maximale schuifsterkte gemobiliseerd is. Dat wil zeggen dat in geval van een gewenste stabiliteitsfaktor van 1.5, C_u/1.5 gemobiliseerd is. De verwachte veiligheidsfaktor in de standaard situatie is kleiner dan 1, hetgeen betekent dat de maximale schuifsterkte gemobiliseerd is. Het is triviaal dat wanneer de stabiliteitsfaktor kleiner dan 1 is, de schuifsterkte niet groter kan worden dan de maximale waarde van C_u. Voor C_u wordt 3.25 kPa genomen, dit is het gemiddelde van de schuifsterkte aan de bovenkant van de slappe laag (1.0 kPa) en aan de onderkant (5.5 kPa).

Tevens is aangenomen dat zand en klei elk evenveel zakken (geen consolidatie en geen menging). De methode gaat uit van homogene grond, dus voor de standaard situatie zal de wrijving russen de zand- en de slappe laag verwaarloosd worden. Voor ϕ_{slib} is 5° genomen, als gemiddelde van de slappe laag. De hoek van inwendige wrijving is aan de bovenkant van de slappe laag gelijk aan 0° en aan de onderkant 10°. Er kan niet gerekend worden met $\phi=0^\circ$, omdat het talud waarover de afschuiving plaatsvindt dan oneindig lang zou worden.

Aan zone 1 (fig. 3.3) wordt een vertikale verplaatsing van 0.5 meter opgelegd. Deze verplaatsing is gelijk voor het zand- en het slappe gronddeel. Omdat de hoek van inwendige wrijving voor beide verschillend is, geeft dit voor de afzonderlijke delen verschillende verplaatsingen langs het afschuifvlak. De horizontale resultante voor zone 2 is bepaald door de horizontale verplaatsing van het zanddeel van zone 1. Dit is

waarschijnlijker dan dat deze verplaatsing door de slappe grond bepaald wordt. Op dit punt schiet deze rekenmethode te kort, want het is niet mogelijk voor het zand- en het slappe gronddeel in zone 2 afzonderlijke horizontale verplaatsingen toe te passen. Dit betekent dat er vervormingen optreden. Wanneer men beide delen afzonderlijk laat verplaatsen, dan moet of de wrijving tussen het zand- en het slappe gronddeel, of de inwendige vervorming van één of beide delen, in rekening worden gebracht. Dit resulteert in een reductie van de verplaatsingen, vanwege de onderlinge wrijving. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 3.I.

3.3.2 Methode van glijvlakken en lamellen

Voor het berekenen van de stabiliteit met behulp van glijvlakken en lamellen wordt gebruik gemaakt van de methode van Bishop. Dit is een relatief eenvoudige methode met redelijk nauwkeurige resultaten. Er zijn nog vele andere methoden die gebruik maken van glijvlakken en lamellen, maar deze zijn gecompliceerder en geven geen noemenswaardig beter resultaat. In Tabel 3.II worden die resultaten vergeleken. Voor achtergronden van de verschillende methoden wordt verwezen naar [6]. Vanwege de relatief eenvoudige toepasbaarheid, wordt de methode van Bishop gebruikt om de veiligheidsfaktor van de standaard situatie te berekenen.

De methode van Bishop is een methode die als uitgangspunt heeft, dat er momentenevenwicht moet optreden in een moot grond boven een aangenomen cirkelvormig glijvlak. Deze moot grond wordt opgedeeld in lamellen. De horizontale krachten tussen de lamellen worden niet in de berekening meegenomen. Onderzoek van Bishop (1955) heeft aangetoond dat de veiligheidsfaktor niet gevoelig is voor het achterwege blijven van horizontaal evenwicht tussen de lamellen, ervan uitgaand dat over-all momentenevenwicht aanwezig is.

De lamellen van de moot hebben een bepaalde breedte b [m], hoogte h [m] en volumiek gewicht $\gamma_{x,y}$ [kN/m³] (fig. 3.4). Hierin is x de aanduiding voor zand of slib en y de aanduiding voor nat of droog). Het gewicht van één lamel is γ bh. Indien een lamel uit meerdere grondsoorten bestaat, dan mag voor ieder lamel het gewicht van de afzonderlijke lagen gesommeerd worden.

De maximum schuifspanning aan de onderkant van een lamel is afhankelijk van de aanwezige cohesie onder het lamel en de normaal korrelspanning:

(0)

$$\tau_{f,i} = C_i + \sigma'_i \tan \phi \tag{3}$$

waarin ϕ de hoek van inwendige wrijving is.

De toegestane schuifspanning die aan de onderkant van ieder lamel werkt, is gelijk aan $\tau_{\rm f}$ / F, waarbij F de stabiliteitsfaktor is.

De werkelijke schuifspanning is dus:

$$\tau_i = \frac{1}{F} \left(C_i + \sigma'_i \tan \phi \right) \tag{4}$$

Het aandrijvend moment is de som van het produkt van het gewicht van elk lamel en de horizontale afstand tot het middelpunt van de glijcirkel.

$$M_{a} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_{i} h_{i} b_{i} R \sin \alpha_{i}$$
(5)

 α_i is de hoek tussen de verbindingslijn van de onderkant van een lamel en het rotatiecentrum (de straal) en de lijn vertikaal door het rotatiecentrum.

Het weerstandsmoment is het produkt van de som van alle schuifkrachten en de straal R van de glijcirkel.

$$M_w = \sum_{i=1}^n \frac{\tau_i b_i R}{\cos \alpha_i}$$
(6)

Als alle lamellen even breed zijn, dan wordt de veiligheidsfaktor het quotiënt van (6) en (5):

$$F = \frac{\sum \left[(C_i + \sigma_i / \tan \phi) / \cos \alpha_i \right]}{\sum \gamma_i h_i \sin \alpha_i}$$
(7)

Voor het verticale evenwicht geldt:

$$\gamma_i h_i = \sigma_i / + p_i + \tau_i \tan \alpha_i \tag{O}$$

Hierin is p_i de waterspanning. Met behulp van de vergelijking voor τ geeft dit:

$$\sigma_i / (1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F}) = \gamma_i h_i - p_i - \frac{C_i}{F} \tan \alpha_i$$
(9)

Na substitutie van (9) in (7) wordt de formule van Bishop verkregen:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{C_i + (\gamma_i h_i - p_i) \tan \phi}{\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F)}}{\sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \sin \alpha_i}$$
(10)

De waarde van F moet iteratief bepaald worden. γ h stelt het totale gewicht van één lamel voor, C en ϕ hebben betrekking op de bodem van elk lamel. De breedte van de lamellen is van belang voor de nauwkeurigheid van de veiligheidsfaktor. Er geldt nl. hoe smaller het lamel, hoe nauwkeuriger het resultaat. Dit komt doordat bij de bepaling van de hoogte van het lamel gebruik wordt gemaakt van lineaire interpolatie tussen coördinaten van de glijcirkel. Deze grotere nauwkeurigheid gaat ten koste van de rekensnelheid. De straal van de glijcirkel wordt reeds in (7) geëlimineerd. Voor het berekenen van het aandrijvend- en het weerstandsmoment worden dezelfde coördinaten van het centrum van de cirkel gebruikt. In de formule voor de veiligheidsfaktor (10) lijken de straal en de breedte niet te zijn verwerkt, maar (10) is het resultaat van (5) en (6) en daar zijn de straal en de breedte wel in terug te vinden. De breedte en de straal zitten dus impliciet in de stabiliteitsfaktor verwerkt.

Voor een bepaalde geometrie moet voor verschillende cirkels de veiligheidsfaktor bepaald worden. De laagste gevonden waarde is de maatgevende voor die geometrie. Met behulp van het Pascal programma SLOPE [15] is de veiligheidsfaktor met behulp van glijvlakken en lamellen bepaald.

Het programma SLOPE maakt gebruik van een invoerfile. Deze ziet er bijvoorbeeld als volgt uit:

20.00	5.00	0.00	0.00	10.00
16.00	20.00	0.00	33.00	
10.00	12.50	3.25	0.00	
0.00	13.00	4.00	17.00	-3.00

In deze file staan achtereenvolgens:

I Lengte van het talud

[m]

h	Hoogte van het talud	[m]
h ₁	Waterniveau aan de linkerkant	[m]
h ₂	Waterniveau aan de rechterkant	[m]
gw	Volumiek gewicht van water	[kN/m³]
gd ₁	Volumiek gewicht van materiaal in ophoging, droog	[kN/m³]
gn₁	Volumiek gewicht van materiaal in ophoging, nat	[kN/m³]
CC ₁	Cohesie van materiaal in ophoging	[kPa]
phi₁	Hoek van inwendige wrijving van materiaal in ophoging	[°]
gd ₂	Volumiek gewicht van ondergrond, droog	[kN/m³]
gn ₂	Volumiek gewicht van ondergrond, nat	[kN/m³]
CC ₂	Cohesie ondergrond	[kPa]
phi₂	Hoek van inwendige wrijving ondergrond	[°]
X ₁	X-coördinaat hoek linksonder van raam van centra	[m]
У ₁	Y-coördinaat hoek linksonder van raam van centra	[m]
X ₂	X-coördinaat hoek rechtsboven van raam van centra	[m]
y ₂	Y-coördinaat hoek rechtsboven van raam van centra	[m]
y _o	Diepte glijcirkel	[m]

Met behulp van de coördinaten van het raam van centra van de glijcirkels (fig. 3.5) bepaald SLOPE nog 23 centra van glijcirkels. Iedere cirkel heeft een bijbehorende straal en constante diepte. De moot grond wordt opgedeeld in 100 lamellen. Voor elk lamel wordt het gewicht en de bijdrage aan het aandrijvende moment uitgerekend. Tevens wordt, met behulp van het gewicht, de korrelspanning en de daaruit voortvloeiende schuifspanning berekend. Een nadeel van SLOPE is, dat met een constante cohesie gerekend moet worden. Dit is niet altijd in overeenstemming met de praktijk, en zeker niet bij Proefeiland IJburg. Maar door in gevallen van niet-constante cohesie te rekenen met een gemiddelde waarde, worden toch aanvaardbare resultaten verkregen. Nadat het aandrijvend moment en het uit de schuifspanning voortvloeiende weerstandsmoment berekend zijn, geeft SLOPE voor iedere cirkel de bijbehorende stabiliteitsfaktor. Door voor verschillende ramen de stabiliteitsfaktoren te laten berekenen kan de laagste stabiliteitsfaktor en de daarbij behorende glijcirkel bepaald worden. De berekening dient herhaald te worden voor verschillende cirkeldieptes, totdat bekend is waar de laagste veiligheidsfaktor zich bevindt.

In Tabel 3.III is het resultaat voor de standaard situatie weergegeven. Het resultaat met SLOPE voor de standaard situatie is een stabiliteitsfaktor van 0.514 voor een cirkel met

centrumcoördinaten X = 9.0 en Y = 9.0 meter ten opzichte van de teen van het talud en met een glijcirkeldiepte van 3 meter. Dit is kleiner dan 1, dus instabiel.

3.3.3 Grafische methode voor ophogingen op slappe grond

Om de veiligheidsfaktor van een ophoging op slappe grond te bepalen, kan soms gebruik gemaakt worden van grafieken. In het boek *La stabilité des remblais sur sols mous : Abaques des calcul* [14] is voor veel verschillende situaties de veiligheidsfaktor bepaald. Deze zijn allen bepaald door G.Pilot en M. Moreau met behulp van de glijcirkel methode van Bishop.

De gepresenteerde grafieken zijn onder te verdelen in diverse categorieën, te weten:

- Taluds met en zonder een teenconstructie.
- $C_r / C_u = 0$ of $C_r / C_u = 0.5$. Hierin is C_r de cohesie van het ophoogmateriaal en C_u de cohesie van de ondergrond.
- Hellingen 1:3, 2:5, 1:2, 2:3.
- Hoek van inwendige wrijving van het ophoogmateriaal : 30°, 35°, 40°.
- Verhouding teenhoogte / ophoging : 0.2 / 0.3 / 0.4 / 0.5 .

Met behulp van een geometrie constante N (fig. 3.6):

$$N = \frac{C_u}{\gamma_r H}$$
(11)

zijn grafieken gemaakt waar de veiligheidsfaktor uit kan worden bepaald. Hierin is H de dikte van de ophoging en γ_r het gewicht van het ophogingsmateriaal. Tevens kan uit de grafieken de toelaatbare verhouding tussen de dikte van de ophoging en slappe laag afgeleid worden.

De beperkingen van deze methode worden duidelijk wanneer wordt gepoogd om voor de standaard situatie de veiligheidsfaktor te bepalen. Bij die situatie horen de volgende parameters:

N = 0.041 tan α = 0.25 ϕ = 33° C_r/C_u = 0.307. N en tanα vallen buiten het bereik van de grafieken. N kan variëren tussen 0.1 en 0.5. Dit betekent dat er teveel onbekenden zijn om met behulp van inter- danwel extrapolatie de veiligheidsfaktor te bepalen. Door twee aannamen te maken, is het bij benadering wel mogelijk om iets over de veiligheidsfaktor te zeggen.

Wanneer aangenomen wordt dat N = 0.1 en tan α =0.33, dan is door middel van interpolatie een veiligheidsfaktor te bepalen nl.:

Veiligheidsfaktor (als $C_r / C_u = 0$) = 0.82.

Veiligheidsfaktor (als $C_r / C_u = 0.5$) = 0.87.

De veiligheidsfaktor (als $C_r / C_u = 0.307$) zou dan 0.85 worden.

Het is wel mogelijk om de veiligheidsfaktor te bepalen bij een bekende C_u, een gewenste veiligheidsfaktor en een bepaald talud (helling en hoogte).

Als $C_u = 8$ kPa, dan wordt N = 0.1. Dit betekent dat H = 5 meter. Wordt de veiligheidsfaktor op 0.8 gesteld, tan α = 0.333, D = 3 meter en ϕ = 30°, dan wordt de verhouding D / H als C_r/C_u = 0 gelijk aan 0.6. Als C_r/C_u = 0.5 wordt de D / H-verhouding 0.69. De verhouding C_r/C_u = 0.125, dus D / H =0.62. H wordt dan 4.83 meter. Na een iteratieslag blijkt dat dit niet verandert. De toegestane H is dan volgens de grafieken 4.83 meter.

SLOPE geeft voor dezelfde omstandigheden een veiligheidsfaktor van 0.815. De methode is dus bruikbaar, mits de parameters binnen het domein van de grafieken blijven. Normaal gesproken wordt er vanuit gegaan dat de stabiliteitsfaktor > 1, dan is de methode met grafieken met andere parameters wel bruikbaar. Bij deze slappe grond en een ophoging van 5 meter zijn de grafieken niet toepasbaar.

3.3.4 Methode PLAXIS, zonder geotextiel

De laatste manier om de veiligheidsfaktor van de standaard situatie te berekenen gebeurt met behulp van het eindig elementen programma PLAXIS. PLAXIS is een aan de Technische Universiteit Delft ontwikkeld programma waar plastische grondberekeningen mee gemaakt kunnen worden.

Voordat met PLAXIS berekeningen kunnen worden uitgevoerd, moeten eerst de invoergegevens gegenereerd worden.

Ten eerste moet er een "Mesh" gegenereerd worden (fig. 3.7). Dit betekent dat de geometrie van de standaard situatie wordt opgedeeld in vierkanten, de zogenaamde 'quadrilaterals'. Deze worden door PLAXIS gesplitst in driehoeken. Dit is het basis eindig element dat in PLAXIS wordt gebruikt.

Vervolgens worden de voorgeschreven verplaatsingen, de materiaalgegevens (Tabel 3.IV) en de grondwatergegevens ingevoerd, waarna de plastische berekening (Load Advanced Ultimate Level) kan beginnen. PLAXIS voert de belasting langzaam op totdat de verplaatsingen zo groot worden, dat volgens PLAXIS van bezwijken sprake is.

Uit de resultaten van de berekeningen blijkt dat de ondergrond zoals hier ingevoerd geen bovenbelasting van 5 meter kan dragen (fig. 3.9). PLAXIS komt bij het belasten van de ondergrond niet verder dan 2 meter, dit is ± 40 % van de beoogde belasting. Bij gelijkblijvende belasting worden de verplaatsingen oneindig groot. Op de vertikale as van figuur 3.9 staat het percentage van de toegepaste belasting en op de horizontale as de verplaatsing van knoop 45 (fig 3.8). Het programma geeft hiermee aan dat de ondergrond bezwijkt indien meer dan 2 meter zand wordt aangebracht. De veiligheidsfaktor voor de standaard situatie is dus < 1. Wanneer twee meter zand wordt aangebracht is de veiligheidsfaktor precies 1.

Er dienen enkele kanttekeningen bij dit resultaat te worden aangebracht.

- Hoewel PLAXIS in staat is nauwkeurige berekeningen te maken, is het resultaat afhankelijk van de ingevoerde gegevens. Er worden gegevens in de berekeningen meegenomen, die in eerdere berekeningsmethoden niet gevraagd werden, bijvoorbeeld toename van de cohesie met de diepte.

Daardoor kan PLAXIS beter de werkelijkheid benaderen.

- Er kan binnen PLAXIS op zeer veel manieren tot een resultaat worden gekomen. Het is van groot belang dat goed wordt nagegaan of de toegepaste rekenmethode wel de juiste is.

3.4 Resultaten

Als de resultaten van de verschillende methoden van de veiligheidsfaktor van de standaard situatie naast elkaar gezet worden, wordt Tabel 3.V verkregen. Het blijkt dat de rekenmethoden in resultaat van elkaar verschillen. Door een waarde (0=slecht, 9=goed) toe te kennen aan de betrouwbaarheid van de berekeningen en door te kijken naar de werkbaarheid wordt een oordeel over de berekeningsmethoden gegeven. Hieruit blijkt dat PLAXIS de beste resultaten kan bieden, maar dat het programma voor ingewikkelde geometrieën veel rekentijd vergt. Het programma is voor dergelijke geometrieën niet geschikt om snel een idee over de veiligheidsfaktor te verkrijgen.

Betrouwbaarheid

C_u - methode

In de C_u - methode zijn een aantal onnauwkeurigheden verwerkt.

1) Er kan geen veiligheidsfaktor bepaald worden voor de ongedraineerde situatie, omdat de horizontale verplaatsingen dan oneindig groot zijn. De hoek van inwendige wrijving van de ondergrond wordt op 5° gesteld. Dit is de gemiddelde waarde van de slappe grondlaag. De hoek van inwendige wrijving aan de bovenkant is 0° en aan de onderkant van de slappe grondlaag 10°.

2) Zone 2 wordt horizontaal verplaatst, maar door de verschillende wrijvingshoeken van de materialen verplaatsen beide delen ook niet evenveel in horizontale richting. Het zand wordt over de slappe grond gedrukt, waardoor de slappe grond ten gevolge van de wrijving zal vervormen. In het model blijven rechte vlakken recht, maar in werkelijkheid zullen grote vervormingen optreden.

Waardering : 2.

Glijvlakken en lamellen

De onnauwkeurigheden van het Pascal programma SLOPE zijn het gevolg van de interpolatie bij de bepaling van de lamelhoogte (fig. 3.10). Deze onnauwkeurigheid is bijzonder klein.

Voor de cohesie van de slappe grond moet een constante waarde worden gegeven. In het programma is geen invoer voor een variabele cohesie mogelijk. Deze moet worden benaderd met een gemiddelde waarde. De resultaten die verkregen worden geven redelijk goed idee van de werkelijkheid.

Waardering: 8

Grafische methode

Voor de grafische methode geldt dat er met een afleesnauwkeurigheid rekening dient te worden gehouden (fig. 3.11). Tevens wordt er met een gemiddelde cohesie gerekend. De veiligheidsfaktoren zijn, net als in het programma SLOPE, bepaald met behulp van de methode van Bishop.

Waardering: 7

PLAXIS

De berekeningen met PLAXIS zijn zeer nauwkeurig, maar er zijn wel meer gegevens nodig dan de andere rekenmethoden vereisen. Waardering : 9

In Tabel 3.V zijn de waarderingen weergegeven. Wat betreft de betrouwbaarheid komt PLAXIS het beste naar voren, gevolgd door SLOPE en vervolgens de grafische methode.

Werkbaarheid

De C_u - methode is het best toepasbaar op een homogene moot grond. Wanneer sprake is van twee of meer lagen moet de onderlinge wrijving in de berekeningen worden betrokken. Vanwege de dan te stellen voorwaarde van gelijke vervormingen, moet rekening worden gehouden met 2^e- orde vergelijkingen. Waardering : 2

Voor het programma SLOPE en de grafische methode geldt dat er maximaal twee lagen kunnen worden ingevoerd. Voor de grafische methode geldt daarbij dat de parameters binnen het domein van de grafieken moeten vallen, omdat de situaties anders onoplosbaar blijken, of door aannames zeer onnauwkeurig worden. Tevens geldt voor beide dat er geen gecompliceerde geometrieën kunnen worden toegepast. Voor SLOPE geldt, dat er alleen een talud kan worden doorgerekend, met behulp van de grafische methode kan ook nog gerekend worden aan een talud met teen. Overigens kan in het Pascal programma STABIL [16] wel een talud met een teen op basis van de glijcirkel methode doorgerekend worden, maar dat programma is in dit hoofdstuk verder niet toegepast.

Waardering SLOPE : 7, waardering Grafische methode : 0 - 7 (afhankelijk van de geometrie).

Voor PLAXIS geldt dat situaties ingevoerd kunnen worden. Er dient rekening gehouden met enkele praktische tips, zoals de afmetingen van de elementen, die niet te slank mogen zijn en de waarden van de dwarscontractie-co ëfficiënten van de verschillende lagen mogen niet te ver uit elkaar liggen. Het programma vereist enig inzicht, maar vervolgens kunnen er vele geometrieën mee doorgerekend worden. Waardering : 7.

Hieruit blijkt, dat PLAXIS relatief het best bruikbaar is, maar dat SLOPE en de grafische methode elkaar, afhankelijk van de in te voeren waarden, niet veel ontlopen.

In Tabel 3.V zijn de waarderingen vermeld en gesommeerd. Over-all is PLAXIS de rekenmethode met de beste resultaten. Voor ingewikkelde geometrieën (bv. Amsterdam IJburg) wordt de rekentijd groot, maar de andere methoden zijn voor dergelijke complexe geometrieën niet geschikt. Voor deelproblemen en voor snelle orde van grootte bepalingen, zoals de stabiliteit van taluds onder water is het mogelijk om één van de andere methoden te gebruiken.

De C_u-material methode is niet snel toepasbaar en de resultaten zijn niet nauwkeurig.

4 Stabiliteit talud, met geotextiel

4.1 Inleiding

Wapening van grond, met behulp van geotextiel, kan om twee redenen worden toegepast in ophogingen op slappe grond. In de eerste plaats kan het worden gebruikt om de stabiliteit te verbeteren en de laterale verplaatsing te reduceren. Ten tweede wordt de wapening gebruikt om de lagen te scheiden. In dit hoofdstuk zal eerst een uiteenzetting gegeven worden van de eigenschappen van geotextiel. Vervolgens wordt met behulp van enkele evenwichtsbeschouwingen, gekeken wat het effect van geotextiel is op de stabiliteit van een talud, en hoe berekend kan worden met behulp van welk geotextiel kan worden voldaan aan de door een opdrachtgever gestelde veiligheidsfaktor.

Met behulp van PLAXIS is vervolgens berekend, hoe groot de kracht in het geotextiel zou wordt, als er een geotextiel wordt toegepast in de standaard situatie.

4.2 Het geotextiel

Geotextiel is een kunststof doek dat een aantal functies kan vervullen:

- het kan lagen scheiden, die verschillen van korrelgrootte en die niet mogen vermengen. Het doek kan zelfs bijdragen aan het waterdicht maken van een constructie;
- geotextiel kan als filter fungeren, om sommige zandkorrels tegen te houden en kleinere deeltjes of water door te laten;
- geotextiel kan fungeren als wapening. Geotextiel kan bijdragen aan de stabiliteit van een talud.

In dit hoofdstuk zal alleen geotextiel als grondwapening beschouwd worden.

Om de funktie van wapening te kunnen vervullen zal het geotextiel een zekere kracht moeten kunnen opnemen. Voordat bepaald kan worden waar en hoe geotextiel effectief kan worden toegepast, moet eerst het bezwijkmechanisme bekend zijn zonder dat een textiel is toegepast.

Als dit mechanisme bekend is, kan de kracht berekend worden, die het geotextiel moet kunnen opnemen om een stabiele situatie te garanderen.

De kracht, die een geotextiel kan opnemen, wordt begrensd door:

- de treksterkte van het materiaal;
- de kracht benodigd om het textiel uit de grond te trekken.

De treksterkte F_{geo} [kN/m'] kan worden bepaald door de karakteristieke kracht/rek relatie van het textiel. Dit is de maximale kracht die door een geotextiel kan worden opgenomen. Deze is bekend bij de textielleverancier.

De kracht benodigd om het textiel uit de grond te trekken, is afhankelijk van de grondsoorten waartussen het doek geklemd zit en de grootte van de vertikale belasting op het doek. De druk uitgeoefend door de belasting bepaalt, samen met de wrijvingshoek tussen grond en doek en de verankeringslengte, de wrijvingskracht die geleverd kan worden.

Een andere belangrijke parameter van het geotextiel is de rekstijfheid EA [kN/m']. EA is het produkt van de E-modulus van het doek en de doorsnede A en geeft de verhouding tussen de rek en de optredende kracht in het textiel. De waarde van EA kan eveneens worden afgeleid uit de materiaalspecificaties van de leverancier.

In Tabel 4.I staan enkele belangrijke gegevens van twee soorten geotextiel. De treklijn is de lengterichting van het doek, de inslag is de breedterichting. De doeken zijn gemaakt van polyester, PET (treklijn) en polyamide, PA (inslag). Polyester gedraagt zich stijver dan polyamide en wordt daarom toegepast in de trekrichting, de richting die over het algemeen de grootste krachten moet weerstaan.

4.3 Stabiliteitsanalyse

De stabiliteitsanalyse wordt toegespitst op de kritische situatie: de korte termijn stabiliteit. In deze situatie wordt aangenomen dat de ondergrond ongedraineerd reageert. Het verschil tussen het gedrag van gewapende en ongewapende grond wordt geïllustreerd in figuur 4.1.

De horizontale as stelt de belastingtoename in de tijd voor. Op de vertikale as staat de bijbehorende veiligheidsfaktor uitgezet. Indien de belasting op de ongewapende grond te hoog wordt, wordt de veiligheidsfaktor kleiner dan 1. Er treedt instabiliteit op en de ondergrond bezwijkt.

Wanneer de gewapende grond wordt belast en begint te bezwijken, zal deze beweging een kracht en daardoor een rek in het doek veroorzaken. Als het doek sterk genoeg is zal de constructie niet bezwijken, maar voordat het textiel een kracht kan opnemen zal er een beweging in de constructie hebben moeten plaatsvinden. De veiligheidsfaktor blijft groter dan 1.

Grondwapening reduceert de laterale verplaatsingen van de ophoging. Deze verplaatsingen kunnen worden gesimuleerd met eindige elementen methodes. In dit hoofdstuk worden met PLAXIS enkele situaties gesimuleerd. De sterkte van het benodigde doek kan worden bepaald met behulp van een inwendige evenwichtsbeschouwing, een over-all evenwichtsbeschouwing en een beschouwing van het evenwicht van de funderingslaag. De beschouwing van het evenwicht van de funderingslaag komt aan de orde in hoofdstuk 5.

4.3.1 Inwendige evenwichtsbeschouwing

De beschouwing van het inwendig evenwicht houdt in dat de horizontale kracht veroorzaakt door de bovenbelasting in z'n geheel wordt opgenomen door het aanwezige textiel. De trekkracht ten gevolge van de actieve gronddruk moet door het doek worden opgenomen. Een situatieschets is getekend in figuur 4.2.

De maximaal optredende trekkracht in het textiel is gelijk aan de actieve gronddruk, als de horizontale kracht door schuifspanningen tussen de ophoging en het doek volledig worden overgedragen (bovengrens). In formulevorm:

$$F_{a1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{zand} \cdot K_a \cdot h_t^2 \quad , \quad F_{a1} = N_1 \tag{1}$$

K_a is de faktor voor de aktieve gronddruk. Voor zand is dit 1/3.

Tevens moet gelden, dat de verankeringslengte van het doek groot genoeg is. Wanneer dit niet het geval is, wordt het doek ten gevolge van de optredende kracht tussen het zand en het slib uitgetrokken.

De benodigde verankeringslengte is afhankelijk van de wrijving tussen zand en doek, slappe grond en doek, en de kracht die moet worden opgenomen.

Voor de standaard situatie ($h_t = 5 m$) kan eenvoudig de door inwendig evenwicht optredende kracht worden bepaald.
141

$$F = N_1 = \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 0.3 \cdot 5^2 = 60 \ kN/m^2$$

Voor het type Stabilenka 200/45 zou dit resulteren in een rek van 3.6 %.

4.3.2 Over-all evenwichtsbeschouwing

In de over-all evenwichtsbeschouwing wordt momentenevenwicht als uitgangspunt voor de stabiliteitsberekeningen genomen. De berekening van de stabiliteit tegen afschuiving langs een glijcirkel is gebaseerd op de methode van Bishop (fig. 4.3).

Wanneer een geotextiel wordt toegepast, wordt de bepaling van F als volgt aangepast:

$$F = \frac{maximale \ weerstandsmoment + \Delta M_{textiel}}{aandrijvend \ moment}$$
(2)

Het extra moment (Δ M) door het textiel kan worden bepaald door aan te nemen, dat de kracht, die in het textiel werkt (F_{geo}), evenwijdig is aan het textiel en aangrijpt in het punt waar de glijcirkel en het textiel elkaar snijden. Dus Δ M = F_{geo} ·y.

$$F = \frac{maximale \ weerstandsmoment + F_{geo_3} \ y}{aandrijvend \ moment}$$
(3)

In de berekening van het over-all evenwicht wordt de dimensie van het geotextiel bepaald door de rotatie van de grondmoot. Met het rekenprogramma STABIL [16] is het mogelijk om de hoek te bepalen, waarover een moot grond langs de glijcirkel moet roteren om evenwicht te maken (F = 1). Deze hoek moet worden vertaald naar een verlenging van het textiel (fig. 4.4). De verlenging kan worden bepaald met behulp van de horizontale en de vertikale lengteverandering. Dit kan met behulp van de rotatiehoek β (in radialen), de vertikale (Y_s) en de horizontale afstand (X_s), tot het middelpunt van de glijcirkel.

$$\delta x = Y_{\alpha} \cdot \beta, \quad \delta y = X_{\alpha} \cdot \beta, \quad \delta I = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2} \tag{4}$$

De verlenging, ε (-), is het quotiënt van δ l en L, de lengte van het textiel. Voor L moet de lengte genomen die meewerkt aan de krachtafdracht via het textiel aan de grond:

$$L_a = \frac{F_{geo} \cdot r_i}{\gamma_z \cdot h_t \cdot \tan \delta}$$
(5)

Hierin is r_i een reduktiefaktor ter bepaling van de vereiste sterkte van het textiel. In de reduktiefaktor wordt het effect van kruip en mechanische beschadigingen verdisconteerd. De reduktiefaktor voor PE is 1,6 en voor PP en PET 5,5 (zie [11]).

δ is de wrijvingsfaktor tussen het doek en de ophoging en is ongeveer 0.8·φ. De wrijving tussen het doek en de ondergrond wordt verwaarloosd (zie [11]).

Indien het gehele doek meegenomen zou worden in de berekening van de rek, dan worden de rekken te groot en de kracht daardoor ook.

De totale lengte van het geotextiel wordt bepaald door de lengte benodigd voor de krachtafdracht en de afstand tussen de teen van het talud en het snijvlak van het textiel met het glijvlak.

Met behulp van het programma STABIL kan de veiligheidsfaktor voor de standaard situatie worden uitgerekend. Nadat aan de moot grond een rotatie is gegeven, bepaalt STABIL opnieuw de veiligheidsfaktoren. Dit moet worden herhaald totdat de laagste stabiliteitsfaktor de waarde 1 heeft bereikt (Tabel 4.II). Vervolgens kan met behulp van de formules in (4) de lengteverandering worden bepaald, waaruit de rek in het doek volgt. Uit Tabel 4.II en de geometrie van de standaard situatie valt af te leiden, dat $\delta x = 0.74$ m en $\delta y = 0.99$ m $\rightarrow \delta I = 1.23$ m. Als L = 50 m, dan wordt de rek ε 2,5 %. Stel dat onder de standaard situatie een Stabilenka 200/45 textiel ligt, dan wordt de optredende kracht per strekkende meter:

$$F_{geo} = EA \cdot \epsilon = 1667 \cdot 0.025 = 41.7 \ kN/m^{\prime}$$
 (6)

EA [kN/m'] is de rekstijfheid van het geotextiel.

Er wordt uitgegaan van F = 1. In werkelijkheid zal dit de eindwaarde van de veiligheidsfaktor zijn, als een moot grond gaat roteren. Er wordt hier geen rekening gehouden met het feit dat tijdens de rotatie de kracht op het textiel toeneemt. Deze kracht vergroot het maximale weerstandsmoment. De uiteindelijke rotatie vermindert en de relatieve verlenging van het textiel wordt dus kleiner dan 2.5 %. Door in de berekening de moot grond te laten roteren, totdat F = 1, wordt een grotere rotatie verkregen, dan in gewapende grond zou optreden. Hierdoor wordt een te grote rotatiehoek β verkregen, hetgeen resulteert in een te grote rek en een te grote kracht in het geotextiel. De kracht die volgens deze berekening door het geotextiel zou moeten

worden opgenomen, is dus groter dan de kracht die in werkelijkheid op het textiel uitgeoefend zou worden. Op deze manier is er toch een veiligheidsfaktor in het resultaat opgenomen.

Een nauwkeuriger aanpak om de kracht in het geotextiel te berekenen staat beschreven in [11]. Uitgangspunt voor deze berekening is (3). Deze formule is te herschrijven als:

$$F^{+} = F^{-} + \frac{F_{geo} \cdot y}{aandrijvendmoment}$$
(7)

F⁺ is de gewenste veiligheidsfaktor en F⁻ de veiligheidsfaktor zonder toepassing van het geotextiel. Uit glijvlakberekeningen resulteren:

- de maatgevende glijvlakcirkel;
- de vertikale afstand y tussen het middelpunt van de glijvlakcirkel en het geotextiel.

Er moet een grondmechanische berekening uitgevoerd worden om het aandrijvend moment te bepalen. Vervolgens is de kracht te bepalen:

$$F_{geo} = (F^{+} - F^{-}) \cdot \frac{aandrijvend\,moment}{y}$$
(8)

Met behulp van (5) kan de benodigde textiellengte berekend worden. Vervolgens kan de verlenging worden uitgerekend met behulp van :

$$\Delta I = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{geo}}{EA} \cdot L_a \tag{9}$$

Deze formule is afkomstig uit Mechanica van Constructies, zie Bijlage 23:

$$\Delta I = \int_0^{L_a} \epsilon \, dL = \int_0^{L_a} \frac{F(I)}{EA} \, dI = \frac{F_0}{EA} \int_0^{L_a} (1 - \frac{I}{L_a}) \, dI = \frac{F_0}{EA} [I - \frac{1}{2} \frac{I^2}{L_a}]_0^{L_a} = \frac{1}{2} \frac{F_0}{EA} \cdot L_a$$

4.3.3 Stabiliteitsberekening volgens PLAXIS

Met PLAXIS is voor de standaard situatie een berekening uitgevoerd met geotextiel en zonder geotextiel, op een drainerende laag slappe grond. Uit deze twee berekeningen moet naar voren komen wat het effect van geotextiel op de stabiliteit van een talud is. Het feit dat sprake is van een drainerende laag betekent, dat de belasting zo langzaam wordt aan gebracht, dat de doorlatendheid van ondergeschikt belang is. In figuur 4.5 en 4.6 zijn de geometrie en de materiaal gegevens weergegeven. Nadat de berekeningen zijn uitgevoerd is gekeken naar het verplaatsingen veld (fig. 4.7). Duidelijk waarneembaar is de glijcirkel waarlangs de grondmoot tot afschuiving komt.

In Figuur 4.8 is de grafiek weergegeven waarin de veiligheidsfaktor van het talud, zonder geotextiel, uitgezet is tegen de horizontale verplaatsing. De veiligheidsfaktor is ongeveer 1.16.

In Figuur 4.9 is de grafiek van de veiligheidsfaktor van een talud met geotextiel weergegeven. Deze veiligheidsfaktor is ongeveer 1.9. In deze situaties is duidelijk sprake van bezwijken, want de overgang van het elastische naar het plastische gaat zeer abrupt, terwijl deze overgang voor de situatie met geotextiel veel geleidelijker is. Dit is het gevolg van het geotextiel.

4.4 Resultaten

Met behulp van de inwendige evenwichtsbeschouwing en de over-all evenwichtsbeschouwing is het mogelijk om op een analytische manier te bepalen of er geotextiel nodig is, en hoe sterk het moet zijn.

Met behulp van PLAXIS is het eveneens mogelijk om de veiligheidsfaktor te bepalen, maar deze berekening is complexer dan de twee voorgaande. Het is niet altijd mogelijk om de veiligheidsfaktor te bepalen. De manier waarop PLAXIS funktioneert staat dit niet toe. Als volgens PLAXIS een talud bezwijkt, is de veiligheidsfaktor automatisch gelijk aan 1. De berekening stopt dan. Je mag hieruit concluderen, dat als PLAXIS de belasting niet kan aanbrengen zoals gewenst, dat de geometrie dan bezwijkt. Door de invoer aan te passen, bijvoorbeeld door consolidatie te laten plaatsvinden, kan dan bepaald worden wat wel toelaatbaar is. Zelfs als geotextiel wordt toegepast, geeft PLAXIS niet altijd een bruikbaar resultaat. De voorkeur wordt gegeven aan de eerste twee berekeningen, met de kanttekening dat in het programma STABIL enkele kleine aanpassingen dienen te worden gemaakt, zodat geotextiel kan worden ingevoerd en/of het aandrijvend moment kan worden afgelezen zodat de handberekening eenvoudig kan worden uitgevoerd.

5 Squeezing

5.1 Inleiding

Naast het afschuiven van een moot grond bestaat er een ander bezwijkmechanisme. Aan de orde komt het zogenaamde squeezing of wegpersen. Dit wegpersen wordt veroorzaakt door het feit dat de schuifsterkte van de belaste laag wordt overschreden. De precieze oorzaak van squeezing en mogelijke oplossingen zullen in dit hoofdstuk worden behandeld. Eerst zullen met behulp van twee theoretische benaderingen de bezwijkcriteria van de slappe grond worden gegeven. Met behulp van een aantal rekenmethodes zal inzicht worden verkregen in de bovenbelasting die kan worden aangebracht en het eventuele effect van geotextiel.

Voor zowel de situatie met als zonder geotextiel worden enkele rekenmethodes toegepast op de standaard situatie (ongedraineerd).

5.2 Squeezing

Squeezing is het verschijnsel dat een slappe laag wordt weggeperst ten gevolge van een (ongelijkmatige) bovenbelasting. De bovenbelasting veroorzaakt een schuifspanning in de slappe laag en als die spanning de ongedraineerde schuifsterkte overschrijdt, zal de slappe laag gaan vloeien. Het effect van dit verschijnsel kan aanleiding zijn tot de vorming van een glijvlak, want de slappe laag komt in beweging, wordt verkneed en daardoor plastischer. De schuifsterkte na bezwijken zal veel lager zijn dan de oorspronkelijk schuifsterkte (fig. 5.8). De ophoging zal evenveel zakken als de laagdikte van de ondergrond afneemt. Er zullen grote vervormingen optreden.

Mogelijke omstandigheden waarin squeezing kan optreden, worden geïllustreerd in figuur 5.1.

De bovenste situatie is een zandpakket dat op een slappe laag drukt en ten gevolge van de helling van het talud de schuifsterkte van het slib overschrijdt, zodat het wordt weggeperst. De onderste situatie schetst het mechanisme waarbij de slappe grond ten gevolge van een variatie in de belasting wordt weggedrukt.

(0)

5.3 Squeezing zonder geotextiel

5.3.1 Theorie van squeezing

Ook in geval van squeezing kan er onderscheid gemaakt worden tussen het gedrag met en zonder geotextiel.

Voor het toepassen van de theorie uit [17], worden de gegevens van de standaard situatie gebruikt. Er is een laag slib met een constante laagdikte aanwezig en daarop ligt een zandlaag met een niet constante dikte (fig. 5.2). Het zand is zwaarder dan het slib, hierdoor kan mogelijk een instabiele situatie ontstaan. Het slib is niet cohesieloos en de schuifsterkte verloopt lineair met de diepte,

$$C(z) = \sigma'_{zx} = A + B \cdot z \tag{1}$$

De vertikale spanningen in het slib volgen uit het vertikale evenwicht van een kolom,

$$\sigma'_{zz} = \gamma'_s \cdot h_1 + \gamma_z \cdot h_2 \tag{2}$$

De dikte van de zandlaag wordt als volgt beschreven,

$$h_2 = h + t \cdot \sin(\frac{2\pi x}{L}) \tag{3}$$

h is de gemiddelde dikte, t de amplitude van de variatie in de dikte en L de golflengte van die variatie.

Voor de horizontale spanningen in het slib geldt,

$$\sigma'_{xx} = (\gamma'_s \cdot h_1 + \gamma_z \cdot h + \gamma_z \cdot t \cdot \sin(\frac{2\pi x}{L})) \cdot K_0$$
(4)

Hieruit volgt,

$$\frac{\partial \sigma'_{XX}}{\partial X} = \gamma_z (\frac{2\pi t}{L}) \cos(\frac{2\pi x}{L}) \cdot K_0$$
⁽⁵⁾

Op grond van horizontaal evenwicht moet gelden,

$$\frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{zx}}{\partial z} = 0$$
(6)

Invullen van (5) in (6) geeft

$$\frac{\partial \sigma'_{zx}}{\partial z} = -\gamma_z (\frac{2\pi t}{L}) \cos(\frac{2\pi x}{L}) \cdot K_0$$
(7)

De maximale waarde voor de schuifspanning treedt op als de cosinus functie 1 is, of -1.

$$\frac{\partial \sigma'_{zx}}{\partial z} = \gamma_z (\frac{2\pi t}{L}) \cdot K_0$$
(8)

De schuifspanning die door het slib geleverd kan worden is gelijk aan de cohesie, hierdoor geldt

$$\frac{\partial \sigma'_{zx}}{\partial z} = B \tag{9}$$

Om het slib niet te laten squeezen moet

$$\gamma_{z}\left(\frac{2\pi t}{L}\right)\cdot\mathcal{K}_{0} \leq B \quad \rightarrow \quad \frac{t}{L} \leq \frac{B}{\gamma_{z}\cdot 2\pi \cdot \mathcal{K}_{0}} \tag{10}$$

Voor de maximale helling van het oppervlak geldt:

$$\frac{t}{L} \le \frac{B}{\gamma_z \cdot K_0} \tag{11}$$

De maximale helling van het oppervlak voor de standaard situatie met als invoergegevens: C(z) = 1.0 + 1.5 · z, K₀ = 0.82 (v = 0.45) en γ_z = 16 kN/m' wordt,

$$\frac{t}{L} \le \frac{1.5}{16.0.82} = 0.115$$

Deze helling mag dus maximaal 1:8.7 bedragen.

5.3.2 Methode om de helling van een lineair verlopende ophoging te bepalen

Een andere methode om de toelaatbare helling van een talud op slappe grond te bepalen, waarbij de stabiliteit gehandhaafd blijft, is ontwikkeld door ir. C. van Rhee. Uitgangspunt van deze methode is weer het horizontaal evenwicht (fig. 5.3). Er geldt:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = 0 \tag{12}$$

Indien $\partial \sigma_{xx} / \partial x$ onafhankelijk is van z (aanname) kan deze uitdrukking naar z geïntegreerd worden:

$$\tau = -\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} \cdot z + C_1$$
(13)

Het verband tussen horizontale en vertikale spanningen in de grond volgt uit (confined compression)

$$1\sigma_{xx} = \frac{v}{1-v} \sigma_{zz} \tag{14}$$

Waarin $K_0 = v/1-v$.

Voor de schuifsterkte van het slib geldt vaak de volgende relatie:

$$\tau(z) = A + B \cdot z \tag{15}$$

Gelijkstellen van (15) en (13)geeft:

$$A + B \cdot z = -\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} \cdot z + C_1 = -\frac{v}{1 - v} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} \cdot z + C_1$$
(16)

Als z = 0 moet gelden $A = C_1$, hierdoor kan (16) vereenvoudigd worden tot :

$$B = -\frac{v}{1-v} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x}$$
(17)

Indien we eisen, dat de maximale schuifspanning (15) niet groter mag worden dan de optredende schuifspanning (13) volgt:

$$\left|\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x}\right| < \frac{1 - \nu}{\nu} \cdot B \tag{18}$$

Onafhankelijk van de grootte van A (sterkte bij het oppervlak, al dan niet na weghalen van bovenliggende slib) geldt dat de sliblaag tot op elke diepte stabiel is, indien geldt dat de helling van de optredende schuifspanning kleiner is dan de toelaatbare, ofwel:

$$\left|\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} \cdot K_0\right| < B \tag{19}$$

Indien aan het oppervlak (z = 0) geen schuifspanning wordt aangebracht geldt dat $C_1 = 0$, dus :

$$\tau = -\frac{\nu}{1-\nu} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} \cdot z \tag{20}$$

Samen met de sterkte van het slib volgens (15) wordt de grafische relatie in Figuur 5.4. verkregen.

Indien niet wordt voldaan aan (19) dan is de sliblaag over een beperkte laagdikte stabiel, ofwel de laag mag niet dikker zijn dan deze kritische laagdikte. Er wordt van uitgegaan, dat onder de sliblaag zich een stabiele laag bevindt. De kritische laagdikte volgt uit het snijpunt in Figuur 5.4.

$$z_{\max} \cdot \mathcal{K}_0 \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} = A + B \cdot z_{\max}$$
(21)

dus:

$$Z_{\max} = \frac{A}{K_0 \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} - B}$$
(22)

Dus als een bepaald deel van het slib wordt weggehaald, is A afhankelijk van de initiële waarde en de verwijderde laagdikte. Het is mogelijk om een relatie te leggen tussen de te verwijderen laagdikte en de maximaal toelaatbare taludhelling bij een bepaalde initiële laagdikte.

Indien z_0 de initiële laagdikte is en z_w de weg te halen laagdikte geldt:

10 11

(0 F)

$$z_{w} = \frac{z_{0}(K_{0} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} - B) - A}{K_{0} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x}}$$
(23)

5.3.3 Methode gebaseerd op horizontaal evenwicht van niet weggeperste lagen

Deze methode berust op horizontaal evenwicht (fig. 5.5) van de nog niet weggeperste sliblaag ter plaatse van een grondkolom van een zekere breedte naast de ophoging. Daarbij wordt er van uitgegaan, dat aan de zijde van de ophoging de klei wordt aangedreven door de hogere korrelspanning, vermenigvuldigd met een faktor voor aktieve gronddruk. Die invloed wordt dan tegengewerkt door de lagere korrelspanning aan de andere zijde, vermenigvuldigd met een faktor voor de passieve gronddruk en de schuifweerstand aan de onderkant van de sliblaag. Voor de bepaling van de breedte b van de grondkolom geldt als uitgangspunt, dat die breedte volgt uit een spreiding van de bovenbelasting onder 45°. De invloed van de drukspreiding van de ophoging is dan links van de kolom niet meer aanwezig.

De evenwichtsvergelijking wordt :

$$K_a \leq K_o + T \tag{24}$$

 K_o is de opneembare kracht door de passieve gronddruk, K_a is de aandrijvende kracht door de aktieve gronddruk en T is de schuifkracht.

De korrelspanning in punt 1 = $\sigma_{k.1}$ = 3 · 2.5 = 7.5 kN/m'.

De invloed van de ophoging wordt bepaald met de methode van Jürgenson [5] (Belastingspreiding; terras-belasting, fig. 5.6). De horizontale raaiafstand is volgens dit belastinggeval ¼ van de horizontale projectie van de helling van de ophoging (1:4), dus $\frac{1}{4} \cdot 4 \cdot 5 = 5$ m. De vertikale raaiafstand is hieraan gelijk. De lokale toename van de korrelspanning is

$$\Delta p = n_z \cdot \gamma_z \cdot h_z \tag{25}$$

De spanningsfaktor in het punt O0 = 0 en in O1 = 0.08. Dit volgt uit de bij figuur 5.5 horende tabel[5]. Door interpolatie volgt dat n_z op 3 meter diepte gelijk is aan $3/5 \cdot 0.08 = 0.05$.

107

.....

 $\Delta p = 0.05 \cdot 16 \cdot 5 = 4 \ kN/m^2$

De totale korrelspanning in punt 1 wordt,

$$\sigma_{k,tot} = \sigma_{k,1} + \Delta p = 7.5 + 4.0 = 11.5 \ kN/m' \tag{27}$$

 λ_a voor slib is ½.

$$K_a = \lambda_a \cdot \sigma_{k,tot} \cdot 1/2 \cdot h_z = 1/2 \cdot 11.5 \cdot 1/2 \cdot 3 = 8.6 \ kN/m^{\prime}$$
(28)

De korrelspanning aan de linkerzijde van de kolom is $\sigma_{k,a} = 3 \cdot 2.5 = 7.5$ kN/m'. Hier komt geen spanningsverhoging ten gevolge van de bovenbelasting bij. $\lambda_p = 2$, dus K_o wordt,

$$K_o = \lambda_p \cdot \sigma_{k,a} \cdot 1/2 \cdot h_z = 2 \cdot 7.5 \cdot 1/2 \cdot 3 = 22.5 \ kN/m^2$$

$$T = C_u \cdot b = 5.5 \cdot 3 = 16.5 \ kN/m' \tag{30}$$

Uit de evenwichtsvergelijking (16) kan een veiligheidsfaktor worden afgeleid,

$$F = \frac{K_o + T}{K_a}$$
(31)

De waarde voor de veiligheidsfaktor voor het beschreven voorbeeld is 4½. Volgens deze berekening treedt er dus geen squeezing op. De totale laag zal niet worden weggeperst.

5.3.4 Grondconstructies op slappe grond

Onderstaande rekenregel, afkomstig uit de wegenbouw kan worden toegepast ter bepaling van de toelaatbare ophoging op slappe grond, uitgaande van de ongedraineerde schuifsterkte van het fundatie materiaal [5]. Deze rekenregel is,

$$P = (4.14 \cdot C_u^b + \frac{C_u^o}{h_s} \cdot x) \frac{1}{F}$$
(32)

Waarin:

P = $h_z \cdot \gamma_z$, toelaatbare belasting

C _u ^b	=	de ongedraineerde sterkte aan de bovenzijde van de slappe laag
C _u °	=	de ongedraineerde sterkte aan onderzijde van de slappe laag
х	=	de afstand tot de rand van de ophoging
h _s	=	de dikte van de slappe laag
F	=	de vereiste stabiliteitsfaktor

De formule geeft de omhullende (stippellijn in figuur 5.7) van de maximale belasting op het maaiveld. De belasting ten gevolge van de ophoging moet beneden deze omhullende blijven. Als dit toegepast wordt op de standaard situatie krijgen we het volgende resultaat:

$$h_{z} = \frac{4.14 \cdot C_{u}^{b} + \frac{C_{u}^{o}}{h_{s}} \cdot x}{F \cdot \gamma_{z}}$$

Deze formule is ook te herschrijven als:

$$F = \frac{4.14 \cdot C_u^b + \frac{C_u^o}{h_s} \cdot x}{\gamma_z \cdot h_z}$$
(34)

De toelaatbare helling van de standaard situatie, met een F = 1.4, wordt:

$$h_z = \frac{4.14 \cdot 1.0 + 5.\frac{5}{3} \cdot x}{1.4 \cdot 16} = 0.185 + 0.082 \cdot x$$

In figuur 5.7 is aangegeven hoe de toelaatbare belasting loopt. In feite beschrijft de gestippelde lijn het toelaatbare talud. De helling van het talud moet, volgens de toelaatbare belasting, kleiner of gelijk zijn aan 1:12 (0.082) om stabiliteit tegen squeezen te garanderen. Het talud in de figuur zal dus bezwijken.

Zoals ook volgde uit de analyse van § 5.3.1 en § 5.3.2 blijkt dat de helling van de ophoging van grote invloed is op het verschijnsel squeezing. In de berekening met de gronddrukken komt dit tot uiting in de faktor van Jürgenson. Hoe steiler het talud wordt, des te kleiner worden de raaiafstanden, des te groter wordt de invloed op de aktieve korrelspanning. Door het talud flauwer te maken, wordt dus die invloed verminderd.

In de berekening van grondconstructies op slappe grond wordt de helling bepaald door de ongedraineerde schuifsterkte aan de onderkant van de sliblaag en de dikte van die sliblaag.

5.4 Squeezing met geotextiel

Nu bekend is wat de oorzaken van squeezen kunnen zijn, kan gekeken worden wat de invloed van geotextiel op dit verschijnsel is. Op de eerste situatie van figuur 5.1, zal het geotextiel het volgende effect hebben. De horizontale beweging van het slib in deze situatie is evenwijdig aan het textiel. Deze beweging is het gevolg van de vertikale belasting. Als deze te hoog wordt zal het slib afschuiven. Deze afschuivende beweging wordt opgenomen door het textiel. De kracht, die op het doek zal worden uitgeoefend, is de wrijving tussen het bewegende slib en het doek.

In de tweede situatie speelt het doek een andere rol. Het slib wordt door de zwakke plek in de bovenbelasting omhoog geperst. Als zich een textiel tussen de ophoging en het slib bevindt, drukt het slib tegen het textiel omhoog. Het textiel zal ten gevolge van de druk van het slib gaan rekken. De grootte van de rek is afhankelijk van de druk hetgeen afhankelijk is van de vervormbaarheid van het slib: hoe groter de vervormbaarheid, des te gemakkelijker de ophoging het slib zal wegpersen. Tevens is de verandering van de bovenbelasting van belang. Deze belasting bepaalt of het doek reeds verplaatst in horizontale richting. Door deze horizontale beweging treedt eventueel verslapping van het doek ter plaatse van de oppersing op. Een flauwe helling veroorzaakt een lagere schuifspanning dan een steile helling en dus minder horizontale verplaatsing.

5.4.1 Theorie van squeezen met geotextiel

In de situatie waarin geotextiel tussen de slappe laag en een ophoging geplaatst is, verandert in eerste instantie niets ten opzichte van de in paragraaf 5.3.1 beschreven theorie. Zolang de slappe grond geen schuifspanning ondervindt groter dan de ongedraineerde schuifsterkte, gedraagt het zich als cohesief materiaal. De voorwaarde voor een stabiele situatie blijft

$$\frac{2\pi t}{L} \leq \frac{B}{\gamma_z \cdot K_0}$$

Als deze grenswaarde overschreden wordt, gaat het slib vloeien. Dit betekent, dat slappe lagen worden weggeperst totdat de sterkere lagen de belasting opnemen.

Verondersteld wordt, dat slib zich op het moment van vloeien gedraagt als 'cohesieloos' materiaal (fig. 5.8).

In de praktijk is een dergelijk fenomeen reeds gesignaleerd. Bij een oppersing ten gevolge van een gat in de belasting (fig. 5.9), zal slib door deze zwakke plek omhoog vloeien. Al het slib dat een lagere schuifsterkte heeft dan de benodigde schuifsterkte, op een bepaalde diepte, wordt weggeperst. De laagdikte in de direkte omgeving van het gat wordt kleiner totdat evenwicht bereikt is, oftewel de schuifspanning veroorzaakt door de verandering in de belasting is even groot als de schuifsterkte van het slib. De kans dat al het slib door één gat zal wegvloeien is erg klein. Er treedt een verstikkend effect op de slibbeweging op. Alleen ten gevolge van de verandering in de bovenbelasting zal de slappe grond gaan vloeien. Het slib dat zich buiten dit gebied bevindt, zal niet gaan vloeien. Wanneer het slib dat is gaan vloeien weg is, zal zich onder het talud slappe grond bevinden, dat voldoende schuifsterkte bezit om de belasting te kunnen weerstaan.

Als er een geotextiel aanwezig is (fig. 5.10), zal het slib tegen dat textiel drukken. Deze opwaarts drukkende beweging resulteert in een tegengesteld gerichte kracht door het geotextiel. Deze kracht in het geotextiel wordt geactiveerd door de rekken die optreden ten gevolge van het drukkende slib.

5.4.2 Squeez-berekening m.b.v. PLAXIS

Met behulp van PLAXIS is bekeken of aangetoond kan worden of de benodigde sterkte van het geotextiel bepaald wordt door de kracht die de oppersing op het textiel uitoefend.

Hiervoor is in PLAXIS een blok (mesh) gecreëerd dat de eigenschappen bevat van het slib zoals dat gevonden is in Amsterdam IJburg. Hier is het textiel bovenop geplaatst. De belasting wordt aangebracht met behulp van de zogenaamde 'traction load' (fig. 5.11). Door deze methode van belasten te kiezen is het mogelijk om een snelle indruk te krijgen van de kracht die de ondergrond kan weerstaan. Indien in de mesh een belasting wordt aangebracht in de vorm van zand (nat, droog of gecombineerd), is het minder eenvoudig om aan te geven wat de belasting is die kan worden gedragen. Met de 'traction load'-methode wordt een antwoord in percentages verkregen (100 % = 60 kPa).

In Bijlage 8 t/m 11 zijn de resultaten beschreven van dit belastinggeval. Er is voor vier situaties gekeken wat de horizontale verplaatsingen links van het talud zijn en wat de optredende rekken in het geotextiel zijn.

In Bijlage 8 is het resultaat voor een berekening zonder geotextiel weergegeven. Deze situatie dient als referentie voor de berekeningen met geotextiel. In Bijlage 8 a) is de 'deformed mesh' is weergegeven. Te zien is dat ten gevolge van de belasting rechts op het slib, een resultante in het slib naar links ontstaat. In de figuur voor de horizontale verplaatsing is duidelijk dat het slib bezwijkt bij een belasting van 60 % (dit komt overeen met 36 kPa).

In Bijlagen 9, 10 en 11 is een geotextiel ingevoerd. Per situatie verschilt de rekstijfheid van het textiel. In Bijlage 9 is EA 500 kN/m', Bijlage 10 heeft een EA van 1000 kN/m' en de EA in Bijlage 11 is gelijk aan 2000 kN/m'.

In de 'deformed mesh' voor de drie grafieken is te zien dat het geotextiel ter plekke van de teen van het talud van het slib geduwd wordt. Met behulp van zg. Interface Elements is geprobeerd om het textiel aan het slib vast te maken. Dat dit niet volledig gelukt is, is wellicht te wijten aan de problemen die een eindig elementen programma ondervindt op de randen van de mesh.

In figuur 5.12 is het gedrag van de drie textielen en van de situatie zonder geotextiel uitgezet. De situatie zonder geotextiel is duidelijk minder stijf dan de situatie met geotextiel. Ook is zichtbaar dat de belasting op de situatie met de geotextielen hoger kan worden opgevoerd dan zonder geotextiel. Dit komt omdat het doek de door de instabileit van de sliblaag gecreëerde horizontale beweging opneemt. Het bezwijken van de situatie komt tot uiting in de steeds groter wordende verplaatsing bij een constante belasting. Bezwijken betekent niet noodzakelijk dat het doek scheurt. In de gepresenteerde situatie treedt volgens PLAXIS bezwijken op terwijl de rek in de doeken ongeveer 1 % is. PLAXIS relateert bezwijken aan de optredende verplaatsing.

Uit de diagrammen met de krachtenverdeling op de doeken blijkt, dat ter plekke van de oppersing, geen rek in het doek optreedt. De oppersing vindt met name plaats aan de teen van het talud. De schuifspanning ten gevolge van het aangebrachte talud wordt op het textiel overgedragen. Onder het talud treden voornamelijk horizontale verplaatsingen op. Het doek verslapt in plaats van verstijft. De kracht uitgeoefend door de ophoging is dus hoger dan de kracht ten gevolge van de oppersing.

Gepoogd is om het verschijnsel van opdrukken te voorkomen door vooraf een laagje zand op het textiel te leggen. Het laagje van 0.5 meter zand, onder water, geeft een extra belasting van 5 kPa. Vervolgens wordt wederom de belasting aangebracht. Uit de vervormde presentaties in de Bijlagen 13 a), 14 a) en 15 a) blijkt dat dit laagje voldoet. Het textiel wordt niet van het slib gedrukt. Tevens blijkt uit figuur 5.13, dat de maximaal toelaatbare bovenbelasting aanzienlijk is toegenomen. Vergeleken met de situatie zonder tussenlaagje bedraagt deze toename 50 %. Het tussenlaagje zorgt er dus niet alleen voor dat het slib tegen het textiel blijft zitten, tevens wordt een grotere stabiliteit verkregen (de toelaatbare belasting is eveneens een maat voor de stabiliteit). Wederom blijkt dat de grond ten gevolge van het geotextiel stijver reageert dan zonder. Deze stijfheid neemt toe met toenemende rekstijfheid van de doeken.

Een opvallend verschil met de andere situatie is de grootte van de optredende rekken. In de andere situatie kwam de rek, mede door de lagere stabiliteit en bovenbelasting, niet verder dan 1 %. In de situatie met de tussenlaag kan de belasting zo hoog opgevoerd worden, dat rekken van enkele procenten gaan optreden. De maximale bovenbelasting voor de situatie met textielen ligt tussen de 51 en 56 kPa, afhankelijk van het toegepaste doek.

In de situatie zonder textiel vertoont het slib een abrupt bezwijkgedrag. In de Bijlagen 13 c), 14 c) en 15 c) is een geleidelijker bezwijkgedrag te herkennen. Door de toenemende vertikale belasting zal het slib pogen horizontaal af te schuiven en een glijcirkel te vormen. Het bovenliggende textiel zal deze horizontale beweging opnemen. Te zien is dat bij stijvere doeken de overgang naar bezwijken geleidelijker verloopt. Wederom treden er ter plaatse de oppersing geen rekken op in het doek. De grootste belasting van het doek vindt ook nu plaats onder het talud. De vertikale verplaatsing op de verwachtte plek (links van het talud) bedragen met deze geometrie slechts enkele centimeters.

Hoewel het uit de PLAXIS berekeningen niet naar voren komt, moet de oppersing van het slib op één of andere manier tot stilstand komen. Als dit niet door het geotextiel gebeurt, blijft de mogelijkheid bestaan dat dit gebeurt onder invloed van het eigen gewicht. Door de optredende verplaatsingen zal afname van het aandrijvend moment plaatsvinden. De rek die veroorzaakt wordt door de kracht die het drukkende slib tegenhoudt grijpt aan onder het talud, niet ter plaatse van de oppersing.

5.4.3 Kracht in het geotextiel ten gevolge van de oppersing

Als zand met een niet constante laagdikte (zie [17]) wordt aangebracht op cohesieloos slib, zal het slib vervormen om evenwicht te maken. De vergelijking waarin evenwicht tot uitdrukking komt is

$$\gamma'_{s} \cdot d = \gamma'_{z} \cdot t \tag{37}$$

t is de amplitude van de variatie van de dikte van de zand de amplitude van de sliblaag. Het dikteverloop van de zandlaag is

$$h_{zand} = h + t\sin(\frac{2\pi x}{l})$$
(38)

H is de gemiddelde dikte van de zandlaag. Er kan gesteld worden dat evenwicht ontstaat bij een amplitude in de variatie van de uiteindelijke dikte van de slappe laag ter grootte van d:

$$h_{slib} = h_0 - d\sin(\frac{2\pi x}{l})$$
 (39)

De lengte van een deel van het geotextiel dat een lengte I had, kan worden berekend door de booglengte te integreren, met de formule

$$I^* = \int_0^l \sqrt{1 + (h'_{zand})^2} \, dx \tag{40}$$

Hierin is h'_{zand} de eerste afgeleide van de funktie h_{zand}(x). Er volgt nu met (39),

$$I^* = \int_0^l \sqrt{1 + \frac{4\pi d^2}{l^2} \cos^2(\frac{2\pi x}{l})} \, dx \tag{41}$$

Aannemende dat d/l<< 1, wordt gevonden dat

$$l^* = l(1 + \frac{\pi^2 d^2}{l^2})$$
(42)

Dit betekent dat de rek in het geotextiel is

De ontwikkelde spanning is dus, als deze direkt met de dikte D van het geotextiel wordt vermenigvuldigd,

$$\varepsilon = \frac{\pi^2 d^2}{l^2} \tag{43}$$

$$\sigma D = ED\varepsilon = ED\frac{\pi^2 d^2}{l^2}$$
(44)

Het drukverschil dat het geotextiel kan dragen is, op grond van de membraantheorie,

$$\Delta p = \sigma D \frac{\partial^2 h_{zand}}{\partial x^2}$$
(45)

Men vindt hiervoor

$$\Delta p = \frac{4\pi^4 d^3 D E}{l^4} \tag{46}$$

Bij een amplitude t in de dikte van het zand is het te dragen drukverschil

$$\Delta p = t \gamma'_z - d \gamma'_s \tag{47}$$

Er volgt nu uit (46) en (47)

$$\frac{4\pi^4 d^3 DE}{l^4} = t\gamma'_z - d\gamma'_s \tag{48}$$

ofwel:

$$\frac{t}{l} = \frac{d}{l} \left(\frac{\gamma'_{s}}{\gamma'_{z}} + \frac{4\pi^{4} d^{2} DE}{l^{4} \gamma'_{z}} \right)$$
(49)

Dit is een relatie tussen t en d. Als eis kan gesteld worden dat t>d moet zijn om stabiliteit te verzekeren. Omdat de eerste term tussen haken in het rechterlid kleiner dan 1 is zal de tweede term een duidelijke bijdrage moeten leveren. Dat is vooral het geval als het geotextiel stijf of dik is. Het hier gepresenteerde model heeft in elk geval als resultaat dat de werking van een dik stijf geotextiel gunstig blijkt te zijn. Ook blijkt dat voor een positieve werking van het geotextiel een zekere vervorming nodig is. Dat is logisch, want er ontstaat er pas een spanning in het geotextiel als het vervormt. Dat de golflengte I zo prominent in de tweede term voorkomt, is het gevolg van de omstandigheid dat de kromming van het geotextiel een opwaartse kracht moet leveren. Dit betekent ook dat een zeer lokale verstoring, waarbij de golflengte klein is, door het geotextiel gemakkelijk kan worden overbrugd, omdat de bijdrage van de tweede term dan relatief groot is.

Opgemerkt wordt nog dat de beschouwingen in deze paragraaf in zoverre aan de veilige kant zijn, dat de eventuele cohesie van de slappe laag niet in rekening is gebracht. In figuur 5.14 is een grafiek gegeven van de relatie tussen de helling van het talud en de kracht en rek in het geotextiel, $\gamma_{zand} = 20 \text{ kN/m}^3$ en $\gamma_{slib} = 12.5 \text{ kN/m}^3$.

5.5 Conclusie

Met behulp van de in dit hoofdstuk gepresenteerde berekeningsmethoden blijkt het goed mogelijk om met de hand inzicht te verschaffen in de eisen die de slappe laag stelt aan een belasting om veilig te worden aangebracht.

De belangrijkste voorwaarde waar een constructie op slappe grond aan moet voldoen om squeezing te voorkomen is de helling van het talud. Als deze onder de waarde blijft die door de slappe laag wordt vereist treedt er geen squeezing op.

Volgens de theorie uit § 5.3.2 is de stabiliteit van de sliblaag tegen squeezen afhankelijk van de mate van variatie in de bovenbelasting en van de gradiënt van de schuifsterkte met de diepte. Dus indirekt ook van de dikte van de sliblaag en de schuifsterkte aan de onderzijde.

Alleen de wrijving tussen de slappe laag en het textiel levert een bijdrage. Omdat de hoek van wrijving tussen deze twee elementen zeer klein is, zal de aanwezigheid van textiel weinig positief effect hebben.

Tegen het oppersen van slappe grond levert het textiel wel een duidelijke bijdrage. Het textiel houdt de lagen gescheiden en kan een kracht leveren die de opwaartse druk van de slappe grond kan weerstaan.

6 Resultaten

6.1 Resultaten

Er bestaan diverse rekenmethoden om de stabiliteit van een talud te bepalen. Een aantal van deze methoden zijn vergeleken en het is gebleken, dat ze wat betreft de toepasbaarheid zeer verschillend zijn. Met name op het gebied van de samenstelling van de bodem en op het gebied van de eenvoud van toepasbaarheid is er groot onderscheid te maken tussen de onderzochte rekenmethoden.

Tevens is bekeken wat de belangrijke faktoren zijn die meespelen in de bepaling van de uitvoering van landaanwinning op slappe grond. Dit heeft geresulteerd in een stroomschema, waarin de belangrijkste aandachtspunten gepresenteerd worden. In dit hoofdstuk worden de eigenschappen van de slappe grond gecombineerd met de technische mogelijkheden wat betreft de landaanwinning op slappe grond. Het resultaat van de toepassing van het diagram is enkele alternatieven, die vervolgens op de kosten beoordeeld moeten worden om er een keus uit te maken.

6.2 Resultaten: stabiliteit zonder geotextiel

6.2.1 De "C_u-material" methode

De "C_u-material" methode is alleen toepasbaar in homogene grond en het is niet mogelijk om een materiaal met ϕ =0-gedrag in de berekening te betrekken. In geval van de aanwezigheid van meerdere grondlagen moet de onderlinge wrijving in rekening worden gebracht, omdat de lagen ten opzichte van elkaar gaan bewegen. Dit maakt de berekening veel ingewikkelder. Deze methode is in dergelijke situatie niet geschikt om te worden toegepast in de berekening van de veiligheidsfaktor.

6.2.2 De methode van glijvlakken en lamellen

Met behulp van de methode van glijvlakken en lamellen is het mogelijk om van een ophoging, aangebracht op meerdere grondlagen, de veiligheidsfaktor te bepalen. Tevens kan het freatisch vlak in de betrekking worden meegenomen. De stabiliteitsfaktor van de methode van glijvlakken en lamellen kan met de hand berekend worden, maar er bestaan enkele eenvoudige programma's, zoals SLOPE en STABIL, die op basis van de glijcirkelmethode van Bishop de veiligheidsfaktor kunnen berekenen.

6.2.3 De grafische methode van ophoging op slappe grond

Het toepassingsgebied van de grafische methode voor ophoging op slappe grond wordt beperkt door het domein waarbinnen de berekeningen zijn uitgevoerd. De domeinen voor de verschillende parameters zijn de volgende:

• Cohesie : $0 \le C_r \le 0.5 \cdot C_u$, (C_r is cohesie ophoogmateriaal, C_u is cohesie bodem);

• faktor N : 0.1 \leq N \leq 0.5, N = C_u / ($\gamma_z \cdot$ H);

Voor een talud zonder teenconstructie geldt bovendien voor het ophoogmateriaal:

- Taludhelling : 0.33 \leq tan $\alpha \leq$ 0.67;
- Hoek van inwendige wrijving $20^{\circ} \le \phi_r \le 40^{\circ}$;

Voor een talud met een teenconstructie moet gelden voor het ophoogmateriaal:

 Taludhelling 	: 0.50 \leq tan $\alpha \leq$ 0.67;
 Verhouding teenhoogte-totale hoogte 	: 0.2 ≤ h / H ≤ 0.5;

Tevens geldt voor beide typen talud, dat het afleesbare resultaat voor de verhouding dikte kleilaag - totale hoogte tussen 0.3 en 2.0 blijft.

Parameters die buiten deze domeinen vallen moeten worden geëxtrapoleerd. Dit geeft onbetrouwbare resultaten. Het is niet mogelijk om met taluds bestaande uit meer dan twee lagen te rekenen, evenmin is het mogelijk om met een talud-doorsnijdend freatisch vlak te rekenen.

6.2.4 Rekenen met behulp van PLAXIS

PLAXIS is een rekenprogramma met zeer veel mogelijkheden. Voor nagenoeg ieder gewenst talud kan de veiligheidsfaktor bepaald worden. Het aantal grondlagen is nagenoeg niet begrensd en er bestaat de mogelijkheid om een freatisch vlak in de berekening mee te nemen.

Echter door al deze mogelijkheden is het programma relatief ingewikkeld voor de nietgeoefende gebruiker, tevens moet voor complexe profielen met een aanzienlijke rekentijd rekening worden gehouden. In vergelijking tot de andere rekenmethoden is dit voor sommige geometrieën een nadeel.

6.3 Resultaten: stabiliteit met geotextiel

6.3.1 Inwendige evenwichtsbeschouwing

Op basis van inwendig evenwicht is de kracht te bepalen die het geotextiel moet kunnen opnemen ten gevolge van een aangebrachte bovenbelasting. Deze is evenredig met het kwadraat van de dikte van de ophoging:

$$F_{geo} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{zand} \cdot K_a \cdot h_t^2$$

De kracht wordt in dit geval veroorzaakt door de aktieve gronddruk. K_a is de faktor voor de aktieve gronddruk en γ_{zand} is het gewicht van de ophoging. In figuur 7.1. De kracht in het geotextiel is niet afhankelijk van de ondergrond. Dit geldt alleen voor grond met een lage hoek van inwendige wrijving, want dan zal weinig kracht aan de ondergrond kunnen worden afgedragen.

6.3.2 De over-all evenwichtsbeschouwing

Momentenevenwicht is het uitgangspunt voor de over-all evenwichtsbeschouwing. Het maximaal mobiliseerbare moment langs de glijcirkel wordt vermeerderd met het produkt van de kracht in het geotextiel en de arm van het aangrijpingspunt van die kracht. De kracht in het geotextiel gaat pas werken als de moot grond een rotatie ondergaat. Door de rotatie β te berekenen, waarbij momentenevenwicht optreedt zonder de aanwezigheid van geotextiel (m.b.v. STABIL). Door deze rotatie te vertalen naar een verlenging in het doek, wordt een veilige waarde voor de trekkracht in het doek verkregen. Dit is een bovengrens benadering. De rotatie, die berekend wordt, is namelijk groter dan de werkelijk optredende rotatie, omdat het textiel vanaf het begin van de rotatie het weerstandsmoment vergroot.

De kracht is met behulp van de volgende formule te bepalen:

$$F_{geo} = EA \frac{\sqrt{(\beta X_c)^2 + (\beta y_c)^2}}{L}$$

EA is de rekstijfheid en L de lengte van het textiel, dat de kracht afdraagt. In de rotatie zit impliciet de sterkte van de onderlaag verwerkt.

Voor een betere bovengrens benadering geldt dezelfde formule als uitgangspunt

$$F = \frac{maximale weerstandsmoment + F_{geo} y}{aandrijvend moment}$$

 F_{geo} is de kracht in het geotextiel en y is de vertikale afstand tussen het centrum van de glijcirkel en de beginpositie van het geotextiel. Deze formule is te herschrijven als:

$$F^{+} = F^{-} + \frac{F_{geo} \cdot y}{aandrijvendmoment}$$

F⁺ is de gewenste veiligheidsfaktor en F⁻ de veiligheidsfaktor zonder toepassing van het geotextiel. Uit glijvlakberekeningen resulteren:

- de maatgevende glijvlakcirkel;
- de vertikale afstand y tussen het middelpunt van de glijvlakcirkel en het geotextiel.

Er moet een grondmechanische berekening uitgevoerd worden om het aandrijvend moment te bepalen. Vervolgens is de kracht te bepalen:

$$F_{geo} = (F^+ - F^-) \cdot \frac{aandrijvendmoment}{y}$$

N₃ is de kracht in het geotextiel. Met behulp van

$$L_a = \frac{F_{geo} \cdot r_i}{\gamma_z \cdot h_t \cdot \tan \delta}$$

kan de benodigde textiellengte berekend worden. Vervolgens kan de verlenging worden uitgerekend met behulp van :

$$\Delta I = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{geo}}{EA} \cdot L_a$$

Deze oplossing is ook niet exact, omdat ΔI weer invloed heeft op de rotatie van de moot grond en dus het aandrijvend moment, maar dit is toch een betere benadering.

6.4 Resultaat: squeezing

Squeezing treedt op in een slappe laag indien ten gevolge van een aan te brengen belasting de maximale schuifspanning van die laag wordt overschreden. Wanneer deze schuifspanning overschreden wordt treden grote vervormingen op. De schuifspanning wordt veroorzaakt door een gradiënt in de bovenbelasting. Om squeezing te voorkomen moet die gradiënt beneden een bepaalde waarde blijven. Deze gradiënt wordt uitgedrukt in de helling van het talud. In formulevorm wordt de maximaal toelaatbare helling:

$$\frac{t}{L} = \frac{B}{\gamma_z \cdot K_0}$$

B is de sterktetoename van de slappe laag in de diepte, t/L is de helling, γ_z is het gewicht van het ophoogmateriaal en K₀ is de faktor voor de relatie tussen de vertikale en de horizontale spanningen, bepaald door de dwarscontractiecoëfficiënt v. Onder taluds heeft geotextiel een verwaarloosbaar effect op squeezing. De wrijving die tussen het geotextiel en de slappe ondergrond wordt beschreven door:

$$\tau = C_{\mu} + \sigma' \tan \phi$$

 C_u , de cohesie van het slib, en ϕ , de hoek van inwendige wrijving van het slib, zijn zeer klein. Dit resulteert in een lage waarde voor de wrijving τ .

Een steiler toelaatbaar talud kan gerealiseerd worden door een deel van de slappe laag te verwijderen. Deze te verwijderen laagdikte is

$$z_{w} = \frac{z_{0}(K_{0} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} - B) - A}{K_{0} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x}}$$

6.5 Stroomschema voor ontwikkeling alternatieven

Het stroomschema (Figuur 6.6) is ontwikkeld ter ondersteuning van het bepalen van de mogelijke alternatieven om land aan te winnen op slappe ondergrond.

De begingegevens die van belang zijn voor de keuzes die moeten worden gemaakt zijn:

- De schuifsterkte van het slib;
- De afmetingen van de landaanwinning (hoogte, volume, omtrek);
- De dichtheden van het zand en de slappe grond, zowel boven als onder water;
- De technisch realiseerbare taludhelling α tijdens het storten.

Het diagram is gebaseerd op de eigenschappen van de slappe grond, de hieruit voortvloeiende technische eisen en de technische mogelijkheden. Hierin vallen twee situaties te onderscheiden, namelijk de eisen die het gevolg zijn van de bouwfase en de eisen die het gevolg zijn van de uiteindelijke fase.

Tijdens de bouwfase zijn de maximaal aan te brengen bovenbelasting van belang in verband met de draagkracht van de sliblaag, en de helling waaronder het talud van de landaanwinning moet liggen om squeezen te voorkomen. Voor de uiteindelijke situatie is het van belang, dat het ontworpen talud stabiel is en dat de aktieve gronddruk wordt opgenomen door het geotextiel en/of de slappe laag.

Het stroomdiagram wordt verdeeld in drie categorieën voor het slib, te weten categorie A, B en C, zie Figuur 6.6. De grenzen tussen de categorieën worden bepaald door de helling, die door de sproeimethode kan worden geplaatst. De "nieuwe" sproeimethode kan een helling van 1:10 sproeien en de "oude" sproeimethode kan een helling van 1:3.5 sproeien. De grenzen tussen A-B en B-C worden door deze technische randvoorwaarden bepaald.

De maximale helling die tijdens de bouwfase toelaatbaar is, wordt bepaald door de sterktetoename van het slib in de diepte. In Figuur 6.2 is sterktetoename uitgezet tegen de realiseerbare helling. Als de sterktetoename van het slib bekend is, kan, afhankelijk van de dwarscontractie v of de faktor voor de relatie tussen de vertikale en de horizontale spanning K₀ (K₀ = v/ 1-v), de bijbehorende maximale helling worden afgelezen. Hieruit volgt de categorie waarin het slib zich bevindt.

Voor iedere categorie wordt gekeken wat het effect van drie handelingen is die met de slappe laag kunnen worden uitgevoerd. Deze handelingen zijn:

- verwijderen van de slappe laag (of een deel ervan);
- plaatsten van geotextiel onder het talud van de landaanwinning;
- plaatsen van geotextiel onder de rest van de landaanwinning (de volledige landaanwinning minus het deel dat tot de taluds gerekend wordt).

Deze drie handelingen kunnen afzonderlijk of gecombineerd worden uitgevoerd. In de Figuur 6.6 zijn voor de drie categorieën de handelingen schematisch weergegeven in en stroomdiagram.

In Figuur 6.3 is met behulp van de theorie van Prandtl de bezwijkbelasting bepaald. Prandtl ging hierbij uit van een stripvormige belasting (zie Figuur 6.7), terwijl in de praktijk sprake is van een gespreide belasting. Er mag derhalve gesteld worden, dat de benadering volgens Prandtl een bovengrensbenadering is.

Categorie A

De vereiste helling waaronder het talud moet komen te liggen om squeezing te voorkomen is kleiner dan 1:10 (**1:n<1:10**).

• Als de slappe laag **verwijderd** wordt (of een deel ervan) neemt de sterkte van de slappe laag ten opzichte van het sliboppervlak toe. In Figuur 6.5 en in § 5.3 is te zien wat het resultaat van de (gedeeltelijke) verwijdering van de slappe laag is. Na verwijdering van de slappe laag neemt de sterkte van de toplaag van het slib toe en kan talud met een steilere helling wordt gesproeid. Tevens kan een grotere belasting volgens Prandtl worden uitgeoefend (Fig.6.3). De eigenschappen van de slappe laag veranderen als het ware en in plaats van in categorie A komt de slappe laag nu in **categorie B** terecht, want de helling waaronder het talud mag komen te liggen is >1:10.

• Als **geotextiel onder de rest** van de landaanwinning geplaatst wordt, dan kan oppersing voorkomen worden (Fig. 6.4). Het is mogelijk om de landaanwinning met een minder nauwkeurige sproeimethode uit te voeren en om de produktie op te voeren in dat geval ook grotere laagdiktes gesproeid kunnen worden (§ 4.2). Er kunnen dan bewegingen in het slib optreden. Door geotextiel toe te passen wordt voorkomen, dat het slib aan de oppervlakte verschijnt. Het geotextiel heeft geen invloed op het squeezen van de slappe laag.

• Als **geotextiel onder het talud** geplaatst wordt, kan er een hogere uiteindelijke belasting worden toegepast (Fig. 6.3 en de Stabiliteitsberekening van § 4.2), maar omdat het geotextiel geen effect op squeezing heeft, zal de slappe grond onder het talud worden weggeperst, hetgeen grote vervormingen tot gevolg heeft. De stabiliteitsberekening moet worden uitgevoerd om te dikte van de eventueel toe te passen geotextiel te berekenen. Als er geen enkele van deze drie handelingen wordt uitgevoerd, mogen grote problemen verwacht worden, want ter plaatse van het talud zal squeezing optreden, de totale belasting die geplaatst kan worden is beperkt en er zullen oppersingen onder de rest van de landaanwinning plaatsvinden.

Categorie B

De slappe grond uit categorie B vereist een helling van het talud, die tussen de 1:10 en 1:3.5 ligt, om squeezing te voorkomen (**1:10<1:n<1:3.5**).

• Als de slappe laag **verwijderd** wordt of een deel ervan neemt de sterkte van de slappe laag toe. In Figuur 6.5 en § 5.3 is te zien wat het resultaat van de (gedeeltelijke) verwijdering van de slappe laag is. Na verwijdering van de slappe laag neemt de sterkte van de toplaag van het slib toe en kan talud met een steilere helling wordt gesproeid. Tevens kan een grotere belasting volgens Prandtl worden uitgeoefend (Fig.6.3). De eigenschappen van de slappe laag veranderen en als er voldoende grond verwijderd wordt, is het mogelijk dat de sterkte van de slappe laag zodanig verandert, dat de slappe grond in **categorie C** terecht komt.

• Als **geotextiel onder de rest** van de landaanwinning geplaatst wordt, dan kan oppersing voorkomen worden (Fig. 6.4). Het is mogelijk om de landaanwinning met een minder nauwkeurige sproeimethode uit te voeren en om de produktie op te voeren in dat geval ook grotere laagdiktes gesproeid kunnen worden (§ 4.2).

• Als **geotextiel onder het talud** geplaatst wordt, kan er een hogere uiteindelijke belasting worden toegepast (Fig. 6.3 en de Stabiliteitsberekening van § 4.2), maar het geotextiel heeft geen effect op squeezing. Om squeezing te voorkomen moet de landaanwinning met de nieuwe sproeimethode worden uitgevoerd. De helling die met de nieuwe sproeimethode kan worden aangebracht, valt binnen de grenzen die voor de slappe grond toelaatbaar zijn. Indien de oude sproeimethode wordt toegepast, zal onder de taluds squeezing optreden. De stabiliteitsberekening moet worden uitgevoerd om te dikte van de eventueel toe te passen geotextiel te berekenen.

Als er geen enkele van deze drie handelingen wordt uitgevoerd, kan wat de bouwfase betreft de landaanwinning alleen met de nieuwe sproeimethode gerealiseerd worden. Voor de uiteindelijke fase geldt, dat maximale belasting bepaald wordt door de draagkracht van de slappe laag (Fig 6.3 en § 4.2). Er wordt geen rekening gehouden met de eventueel benodigde consolidatie-tijd.

Categorie C

In deze categorie vereist de slappe laag een helling van het talud, die groter mag zijn dan 1:3.5 (1:n>1:3.5).

• Als de slappe laag **verwijderd** wordt of een deel ervan neemt de sterkte van de slappe laag toe. In Figuur 6.5 is te zien wat het resultaat van de (gedeeltelijke) verwijdering van de slappe laag is. Echter, de draagkracht van het slib is redelijk hoog. In Figuur 6.3 is te zien hoe de belasting op het slib verloopt na verwijdering van een deel van het slib. Door de sterkte van de slappe laag zal er geen squeezing optreden, zelfs als er geen grond wordt verwijderd.

• Als **geotextiel onder het talud** geplaatst wordt, kan er een hogere uiteindelijke belasting worden toegepast (Fig. 6.3 en de Stabiliteitsberekening van § 3.3.2 en § 4.2). Er is geen gevaar voor squeezing, omdat sterktetoename van de slappe laag groot genoeg is om de horizontale kracht veroorzaakt door de veranderende vertikale belasting op te nemen (§ 5.2). De ontwerphoogte van de landaanwinning bepaald of er geotextiel geplaatst moet worden of niet, dit kan met behulp van STABIL berekend worden.

• Door de sterkte van de slappe grond is het niet nodig om **geotextiel onder de rest** van de landaanwinning te plaatsen.

• Als geen slappe grond verwijderd wordt en geen geotextiel geplaatst wordt, kan de landaanwinning, gezien de eis van de slappe grond met betrekking tot de minimale helling, met de oude sproeimethode geschieden.

De alternatieven, die voortvloeien uit het stroomdiagram moeten vervolgens op de te verwachte kosten worden vergeleken. De stabiliteitsfaktor zal geen rol spelen, omdat alle gegenereerde alternatieven uitvoerbaar zijn.

Afhankelijk van de afmetingen van de landaanwinning, de transportafstanden, de milieueisen ten aanzien van het slib en de omgeving kan bepaald worden wat het goedkoopste alternatief wordt.

7 Proefeiland IJburg

7.1 Inleiding

Om aan de blijvende vraag naar woningen te kunnen voldoen, en omdat in de 'Vierde Nota Ruimtelijke Ordening Extra' Amsterdam als groeikern wordt genoemd, is de gemeente Amsterdam op zoek naar ruimte voor mogelijke uitbreiding. Het plan dat op tafel is gekomen, is de uitbreiding in oostelijke richting, in het IJmeer, het zo genaamde Amsterdam IJburg. Voor deze uitbreiding van circa 20.000 woningen, zou in eerste instantie 280 ha. land gewonnen moeten worden.

Met betrekking tot dit project heeft de gemeente twee gerenommeerde aannemers gevraagd om hun licht te laten schijnen over het plan, met het oog op de realisatie van het project en de te verwachten moeilijkheden. Na deskundige beoordeling, is besloten om met de destijds door Volker Stevin geopperde voorstellen verder te gaan. Dit heeft geresulteerd in het opspuiten van een proefeiland in het IJmeer.

De doelstellingen van het proefeiland zijn:

- proberen een exacter inzicht te verkrijgen in het werkelijke zettingsgedrag en het effect van eventuele zettingsversnellende maatregelen;

- proberen om een beter inzicht te verkrijgen in de problemen met betrekking tot de gebruikte sproeitechniek en het aanbrengen van kunststof matten;

- proberen om een exacter inzicht te verkrijgen in de kosten van het bouwrijp maken van het plangebied.

Een probleem waar het IJmeer mee te kampen heeft, is het feit dat de toplaag van de bodem bestaat uit slib. Deze sliblaag varieert in dikte van 0.5 tot 3.0 meter en is op enkele plaatsen licht verontreinigd (klasse II).

Deze sliblaag is in twee opzichten ongunstig. In de eerste plaats omdat de stabiliteits- en consolidatie-eigenschappen van slib ongunstig zijn. Het slib heeft bijna geen draagkracht. De cohesie aan de top van de laag is ongeveer 1.0 kPa en neemt in de diepte met 1.5 kPa/m toe. Tevens heeft het slib een zeer slechte doorlatendheid. Deze ligt in de orde van 1.10⁻⁵ m/dag.

Ten tweede zorgt de verontreiniging ervoor, dat het slib niet overal mag worden gedumpt. Verontreinigd slib dat zou worden verwijderd moet volgens een milieu-wet in een depot worden gedumpt, hetgeen hoge kosten met zich meebrengt. Door de lage cohesie, de slechte doorlatendheid en de verontreiniging van het slib is het niet mogelijk om probleemloos land aan te winnen zonder maatregelen te treffen. Deze maatregelen (slib verwijderen, geotextiel, sproeimethode) zijn er voornamelijk op gericht om problemen tijdens de uitvoering van de ophoging te voorkomen.

Aan de hand van het stroomdiagram van Figuur 6.6 wordt geprobeerd om te bepalen wat de beste manier is om 280 ha. land in IJburg aan te winnen.

In het Proefeiland IJburg zijn enkele maatregelen toegepast. Het eiland ziet er in dwarsdoorsnede uit als in Figuur 7.1. Eén deel van het eiland is in het ontwerp voorzien van vertikale drainage, één deel van een extra overhoogte van 2m en één deel bevat geen maatregelen. Dit deel dient als referentie voor de andere twee delen. De drainage en de overhoogte zijn maatregelen om de zetting te versnellen. Zij oefenen geen invloed uit op de maatregelen die voor de uitvoering van belang zijn om stabiliteits- en squeezingproblemen te voorkomen, omdat ze pas kunnen worden aangebracht als het grootste deel van eiland geplaatst is.

Om de optredende veranderingen tijdens het sproeien en ten gevolge van de zettingversnellende maatregelen te kunnen vergelijken met de berekende zettingswaarden zijn diverse meetinstrumenten aangebracht:

<u>Waterspanningsmeters</u>	om het waterspanningsverloop op verschillende dieptes te
	volgen in relatie tot de aangebrachte laagdikte en de
	(consolidatie)tijd;
<u>Zakbaken</u>	voor het verkrijgen van inzicht in het verloop van de zakking
	in relatie tot de aangebrachte overhoogte en de geplaatste
	vertikale drainage;

<u>Hellingmeters</u> geplaatst onder de teen van het taluds, in de contra-fill, om het verloop van de horizontale grondverplaatsingen in relatie tot de aangebrachte overhoogte te kunnen meten.

Op drie textielen zijn <u>rekstrookjes</u> aangebracht om de rekken, die in het doek worden opgenomen te kunnen registreren en vervolgens de krachten die erop werken te kunnen berekenen.

Na afloop van de meetseries zal de gemeente Amsterdam de resultaten van de aanlag van het Proefeiland IJburg evalueren. Aan de hand van de resultaten van de meetinstrumenten en van de bevindingen van de aannemer zal bepaald worden met behulp van welke methode de landaanwinning tot stand zal moeten komen.

7.2 Meetresultaten van Proefeiland IJburg

Tijdens en na de uitvoering van Proefeiland IJburg heeft Omegam diverse metingen verricht om het effect van het aanbrengen van een bovenbelasting op het geotextiel en de waterspanning in kaart te brengen. Tevens is het effect van de vertikale drainage op de zettingsnelheid bekeken. De metingen zijn begonnen direkt na aanvang van het werk in oktober 1994 en zullen tot in 1996 doorgaan.

7.2.1 De waterspanning

Het verloop van de waterspanning is te zien in Figuur 7.2.

In oktober zijn de metingen gestart. De geregistreerde spanning, na aanbrengen van de eerste laag, van 5 kPa komt overeen met de aangebrachte zandlaag van 0.5 m. Op het moment van aanvang werkten nog niet alle spanningopnemers naar behoren. Tijdens de consolidatie-periode van 3 weken is de waterspanning in waterspanningopnemer (2) gereduceerd van 5 tot 2 kPa.

Midden november is de tweede laag aangebracht. Wederom is een spanningtoename te zien van 5 kPa. Tijdens deze consolidatie-periode is de waterspanning bijna niet afgenomen. Toch is begin december de derde laag aangebracht. Ditmaal was de laag ongeveer 0.7 m dik. De waterspanningopnemers registreren alle drie een overeenkomstige spanningtoename. In de daaropvolgende consolidatie-periode is de waterspanning slechts weinig afgenomen.

Begin januari is de eerste laag boven water aangebracht. Deze laag was ongeveer 1.5 meter dik. Duidelijk waarneembaar is de grote spanningtoename als gevolg van het aanbrengen van het natte zand boven water.

Na een consolidatie-periode van ongeveer een maand was de waterspanning slechts 25% afgenomen. Vanwege de hoge waterspanning is de stabiliteitsfaktor aanzienlijk afgenomen, maar er was besloten om met de belasting door te gaan totdat het eiland zou bezwijken.

Dit bezwijken is opgetreden na aanbrengen van de derde laag boven water. Er was inmiddels onder éénderde deel van het eiland, het noordelijke deel, vertikale drainage geplaatst. Tijdens het aanbrengen van de zesde laag is het deel, waarin geen drainage was aangebracht, verzakt. Over een oppervlak van anderhalve hectare is het eiland op sommige plaatsen 20-30 cm verzakt. Gezien het feit dat geen duidelijk glijvlak was waar te nemen en omdat de hellingmeters bezweken waren wordt aangenomen dat squeezing is op getreden. De vertikale belasting is zo groot geworden dat het slib in de onderlaag is bezweken.

7.2.2 De rekken in de geotextielen

Op drie geotextielen zijn tijdens de fabricage rekstrookjes aangebracht. Eén serie rekstrookjes is geplaatst op doek 14 (Stabilenka 400/50) en twee series op doek 10 en doek 18 (Stabilenka 200/45). In Bijlage 3 en 4 zijn de exacte plaatsen en de oriëntaties aangegeven. De metingen zijn, net als de waterspanningopnemers, begonnen direkt na aanvang van de uitvoering. In de Figuren 7.3, 7.4 en 7.5 is het verloop van de rek voor de drie textielen weergegeven.

Tijdens de eerste drie maanden van de proef werden geen rekken geregistreerd. Pas vanaf het moment, dat zand boven water werd aangebracht, waren rekken waarneembaar.

De weergegeven rekken zijn de rekken die optraden tot en met het aanbrengen van de vijfde laag (Figuur 7.1). De data, waarop gemeten is, zijn:

•	13-01-1995	Na sproeien.	(open blokjes, getrokken lijn)
•	01-02-1995	Na laag 4.	(open blokjes, stippellijn)
•	27-02-1995	Direkt na laag 5.	(dichte blokjes, getrokken lijn)
•	24-03-1995	Vóór aanbrengen laag 6.	(dichte blokjes, stippellijn)

De rek in het doek is opgelopen tot 4.1 % in mat 14, 0.7 % in mat 10 en 0.3 % in mat nummer 18. Een verschuiving van de lokatie waar de grootste rek optreedt is duidelijk waarneembaar. Dit wordt veroorzaakt door de top van het talud, dat verplaatst. De top komt geleidelijk aan meer naar het midden van het eiland.

Ook is te zien dat tijdens de rustperiode, tussen laag 5 en laag 6, de rekken toenemen. Dit kan betekenen, dat er ook horizontale verplaatsingen optreden tijdens consolidatie i.p.v. alleen vertikale verplaatsingen. De optredende rekken kunnen ook worden veroorzaakt doordat sommige plekken in het slib slapper zijn dan andere, waardoor er geen gelijkmatige zakking plaatsvindt. Opvallend dat de grootste rek wordt gemeten in het doek met het stijfste kracht-rek gedrag. De gemeten rek van 4.1 % nadert de ontwerprek van 5 %, maar bedraagt nog niet de helft van de breukrek van 10 %.

Een verklaring hiervoor zou kunnen zijn, dat er tijdens het sproeien een dikkere laag geplaatst is in vergelijking tot de omgeving. Dit dikkere pakket zakt dan in het slib, met als gevolg dat het textiel lokaal onder grotere spanning komt te staan. Echter uit de survey gegevens valt niets onregelmatigs af te lezen. Een andere oorzaak voor de grote rekken kan zijn dat er zich lokaal zeer slappe grond bevindt, dat meer zakt dan de omgeving. Ook hierover zijn geen exacte gegevens bekend. Er kunnen ook problemen zijn opgetreden tijdens de fabricage en het transport van de doeken, waardoor de rekstrookjes beschadigd kunnen zijn.

7.2.3 Zettingen van Proefeiland IJburg

Eén van de doelstellingen van het Proefeiland IJburg was dat inzicht in het zettingsgedrag van het aanwezige slib moest worden verkregen. Daarom is besloten om het eiland in drie delen te splitsen. In het noordelijke deel zou vertikale drainage worden aangebracht. Op het middelste deel zou een overhoogte van twee meter worden aangebracht. Het derde deel diende als referentie. In Figuur 8.1 is een dwarsdoorsnede van het eiland gegeven.

De metingen van de zetting zijn verricht vanaf het moment, dat het eiland op N.A.P. +1.0m was, dit was na 100 dagen, na afloop van het aanbrengen van de eerste spuitlaag boven water. Er zijn 15 zakbaken geplaatst. De verwachting was, dat de zakking in de twee delen zonder vertikale drainage achter zou blijven bij de zakking van het noordelijke deel van het eiland. In de Figuren 7.6, 7.7 en 7.8 staan de resultaten van de metingen van drie baken gepresenteerd, na afloop van het aanbrengen van de vijfde laag (tot N.A.P. + 2.0m).

De lokatie van de baken in de figuren is telkens midden in één van de drie delen. Overigens is de overhoogte nog niet aangebracht, dus het zuidelijke deel en het middelste deel zouden gelijke resultaten moeten geven. Het noordelijke deel zal een grotere zakking moeten vertonen.

In de figuren staan de prognose van de zetting weergegeven, de werkelijke zetting en de aangebrachte belasting. Alle staan ze uitgezet tegen de tijd.

De zakking in het zuidelijke en het middelste deel (zonder vertikale drainage) blijft duidelijk achter bij de prognose. Hieruit mag geconcludeerd worden, dat het afstromen van het water in de sliblaag achterwege blijft. Dit betekent dat ook de toename van de schuifsterkte van de sliblaag achter blijft. Het deel met de vertikale drainage voldoet wel aan de prognose en zakt ook duidelijk sneller dan de delen zonder vertikale drainage. Er treden geen grote zettingsincrementen op, zodat geconcludeerd mag worden, dat geen squeezing heeft opgetreden. Dit is het zakkingsdiagram na aanbrengen van laag 5 en voordat de zakking tijdens het aanbrengen van laag 6 optrad.

7.2.4 Aanbrengen zand direkt op sliblaag

Het gehele eiland is opgehoogd op geotextiel matten, die ter stabilisatie van het zandpakket dienen. Er is besloten om met de toegepaste sproeimethode een laag zand, variërend van 0.5 tot 1.0 m) direkt op het slib te plaatsen. Doel van deze meting was om te bepalen of er zich tijdens het sproeien zonder de stabiliserende werking van het geotextiel instabiliteitsverschijnselen in de sliblaag voor zouden doen. De bodemopbouw, die na het aanbrengen van de zandlaag was ontstaan is met 200 boringen bepaald. Het idee van een dicht boornet was, dat eventuele instabiliteitsverschijnselen getraceerd zouden kunnen worden. De verwachting was dat instabiliteitsverschijnselen zichtbaar zouden zijn in de vorm van oppersingen van slib in de zandlaag. Tevens zijn boringen uitgevoerd om de overgang van het zand naar het slib te bepalen.

Uit de boringen is gebleken, dat tussen het zand en het slib geen vermenging optreedt. Tevens kwam een scherpe overgang tussen zand en slib naar voren. Veranderingen van de zandlaag dikten kwamen direkt naar voren in de vorm van kleine oppersingen op plaatsen waar een daling van het maaiveld plaats had. Ook bleek, dat de grootte van de oppersingen niet afhankelijk was van de gesproeide laagdikte, maar wel van het aanwezig zijn van veranderingen van de laagdikte van de gesproeide laag. Ondanks het feit, dat uit de metingen blijkt dat er bewegingen in het slib optreden, heeft dit niet direkt geleid tot vermenging of verdergaande instabiliteit van het zandpakket.

7.3 Narekening Amsterdam IJburg met PLAXIS

Met behulp van PLAXIS is de werkelijke situatie tot en met het aanbrengen van laag 6 gesimuleerd voor beide textielen, zonder aanbrengen van drainage. Dit is gedaan om te zien wat het effect van de korte consolidatie-periodes op de stabiliteit was. De lagen zijn in relatief korte tijd aangebracht. Relatief kort ten opzichte van de consolidatietijd, waardoor de aanbrengtijd mag worden verwaarloosd. De consolidatietijd is de tijd die nodig is om de wateroverspanning tot nul te laten reduceren. De consolidatietijd ligt, voor het slib in Amsterdam, in de orde van enkele jaren, de aanbrengtijd is enkele dagen.

De sproeilagen 1, 2 en 3 zijn respectievelijk 0.5, 0.7 en 0.7 meter dik. Tussen de lagen waren periodes van rust voorgeschreven om de opgebouwde waterspanning te laten afnemen. Afname van de waterspanning betekent toename van de korrelspanning en toename van de schuifsterkte.

Deze periodes bedroegen 30 dagen tussen de lagen 1 en 2, 20 dagen tussen de lagen 2 en 3 en 35 dagen per laag vanaf laag 3. De dikten van de lagen 4, 5 en 6 zijn resp. 1.4, 1.0 en 0.9 m. De berekeningen leverden de resultaten uit figuur 7.10 en de Bijlagen 5 t/m 7 op.

In figuur 7.9 is het rekverloop in het doek Stabilenka 200/45 weergegeven. De kracht is in de afbeeldingen onderling niet naar verhouding weergegeven. Van boven naar beneden wordt voor elke aangebrachte laag de maximaal optredende kracht in het doek vermeld. De rechterzijde van de figuur is het hart van het eiland. Tijdens het aanbrengen van laag 6 werd het stadium van bezwijken bereikt. Duidelijk is te zien dat de maximale rek zich met de kruin van het talud, van links naar rechts, meebeweegt.

Uit de figuren in de bijlage is het verloop van de waterspanning en de verplaatsingen in twee knopen in de tijd weergegeven. Tevens is rekverloop in het doek Stabilenka 400/50 weergegeven.

Duidelijk waarneembaar is de toename in de waterspanning en in de verplaatsing na het aanbrengen van het zand boven water en de lichte waterspanningafname tijdens de consolidatie-periode van enkele weken.

Met de gebruikte invoergegevens was het niet mogelijk om het aanbrengen van de 6^e laag volledig simuleren. Volgens PLAXIS zouden er dan grote verplaatsingen gaan optreden (bezwijken). Uit de uitvoergegevens in Bijlagen 6 en 7 (Deformed mesh) blijkt dat de totale verplaatsingen oplopen tot ruim 0.5 m. De kracht in het textiel bedroeg op dat moment 40.2 kN voor Stabilenka 200/45 en 43.7 kN voor Stabilenka 400/50. Dit komt overeen met een rek van 2.4 % resp. 1.8 %.

Uit de resultaten van PLAXIS komt duidelijk naar voren, dat voor de textielen de ophogingen boven water maatgevend zijn. Tijdens het consolidatie-proces is de rek in de doeken niet afgenomen. Bij de waterspanning gebeurt dit wel (Bijlagen 6 en 7: Verloop waterspanningen knoop 1247, knoop 1247 is het punt onder de kruin van het uiteindelijke eiland in de sliblaag). De textielen worden volgens PLAXIS niet beïnvloed door de consolidatie. De aangebrachte lagen onder water (gesproeid) zijn van verwaarloosbare invloed op de rekken. Na de plaatsing van deze drie lagen is de rek in het textiel pas 0.2 %. Daarentegen loopt de rek snel op als de lagen boven water geplaatst worden. Maar de breukrek wordt voor beide textielen niet bereikt. Dus het feit dat voor PLAXIS de situatie instabiel werd, is niet veroorzaakt door bezwijken van de geotextielen. Vermeld dient te worden dat noch de breukrek noch de treksterkte in PLAXIS ingevoerd kunnen worden. De conclusie is gebaseerd op de door PLAXIS berekende kracht toegepast op de in Amsterdam IJburg geplaatste textielen.

7.4 Toetsen berekende rekken aan de optredende rekken

Na het aanbrengen van de eerste twee gesproeide lagen waren er in de rekstrookjes nog geen rekken waar te nemen. De rekken waren zo klein dat ze in dezelfde orde van grootte lagen als de registratie-onnauwkeurigheid. Vlak vóór het plaatsen van de 4^e laag zijn de eerste bruikbare gegevens geregistreerd. In Tabel 7.I zijn de resultaten van de metingen en de berekeningen met PLAXIS weergegeven.

Voor beide textielen is ook de afwijking tussen de praktijkmeting en de PLAXIS berekening gegeven. Voor Stabilenka 200/45 is mat 10 als referentie genomen. De verschillen tussen deze rekken zijn niet erg groot, hoewel opvallend is dat mat 18 aanzienlijk lagere rek vertoont. Als oorzaak hiervoor zou kunnen worden gegeven, dat zich lokaal sterkere slib bevindt.

Voor Stabilenka 400/50, daarentegen, loopt de afwijking van de praktijk op tot meer dan 300 %. Het feit dat Stabilenka 400/50 twee maal zo stijf is als Stabilenka 200/45 en dat de gemeten rekken tweemaal zo groot zijn, betekent dat de rekken een factor 4 hoger zijn, dan had mogen worden verwacht.
Een verklaring voor deze verschillen kan het moment van meten zijn. De rekken van PLAXIS zijn direkt ná het plaatsen van de betreffende laag 'gemeten'. Bij Proefeiland IJburg werd niet altijd direkt na het plaatsen gemeten. Daar komt bij dat tijdens de rustperiode de rekken in de doeken aanzienlijk toenamen, terwijl PLAXIS geen rektoename veronderstelde. PLAXIS komt wat dit verschijnsel betreft niet overeen met de praktijk, vermoedelijk heeft dit te maken met de wijze waarop geotextielen in PLAXIS gemodelleerd zijn.

7.5 Bepaling uitvoeringswijze Amsterdam IJburg

Om te kunnen bepalen welke uitvoeringswijze zal moeten worden toegepast, wordt het in § 6.5 ontwikkelde stroomschema toegepast. Door dit schema stapsgewijs te doorlopen, is het mogelijk om een aantal alternatieven te genereren, die allen uitvoerbaar zijn. Dat wil zeggen dat de alternatieven maatregelen bevatten, die ervoor zorgen, dat de landaanwinning tijdens de bouwfase en na het bereiken van de uiteindelijke situatie niet bezwijkt.

Nadat de alternatieven verkregen zijn, moet op basis van de verwachte kosten een keus gemaakt worden.

De begingegevens die voor deze landaanwinning gelden zijn:

- De schuifsterkte van het slib, $C(z) = 1.0 + 1.5 \cdot z$ en $K_0 = 0.82$ (v = 0.45);
- De oppervlakte van de landaanwinning is 280 ha., het uiteindelijke maaiveld niveau moet worden N.A.P +1.0m, de omtrek wordt gesteld op 7000m;
- De dichtheden zijn:
 - $\gamma_{\text{zand,droog}} = 16 \text{ kN/m}^3;$
 - $\gamma_{zand,nat}$ = 20 kN/m³;
 - $\gamma_{slib,nat}$ = 12.5 kN/m³;
- De technisch realiseerbare taludhellingen zijn:
 Oud sproeiponton 1:3.5;
 Nieuw sproeiponton 1:10;

Volgens Figuur 6.2 behoort het slib tot categorie B, want voor $K_0 = 0.82$ en een sterktetoename van het slib van 1.5 kPa/m, is een realiseerbare helling van 1:8.7 vereist. Dit is dus de technische eis die door het slib wordt opgelegd. Vervolgens zullen de stappen worden doorlopen uit het stroomdiagram Figuur 6.6.

Categorie B, slib verwijderen.

Uit § 5.3.2 is met behulp van (19) te bepalen of het slib stabiel is. Met de nieuwe sproeimethode geldt:

 $\gamma_{zand.nat} \cdot \tan \alpha \cdot K_0 < B \rightarrow 10 \cdot 0.1 \cdot 0.82 = 0.82 < 1.5$

Dus de sliblaag is met deze sproeimethode tot op elke diepte stabiel. Met de oude sproeimethode geldt:

$$\gamma_{zand,nat}$$
 $\cdot \tan \alpha \cdot K_0 \notin B \rightarrow 10.0.29 \cdot 0.82 = 2.34 \notin 1.5$

De sliblaag is met de oude sproeimethode niet altijd stabiel. Door een deel van deze sliblaag te verwijderen, wordt verkregen dat de sliblaag wel over de hele diepte stabiel is. Met behulp van (23) uit § 5.3.2 is de hoeveelheid te verwijderen slib te berekenen:

$$z_{w} = \frac{z_{0}(K_{0} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x} - B) - A}{K_{0} \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial x}} = \frac{3.0(0.82 \cdot 0.29 \cdot 10 - 1.5) - 1.0}{0.82 \cdot 0.29 \cdot 10} = 0.69 m$$

Door 0.69m slib te verwijderen, wordt een sliblaag verkregen die overal stabiel is en waarop met de oude methode zand kan worden gesproeid.

Categorie B, geotextiel onder talud

Met behulp van STABIL is voor het talud in Figuur 7.10 de veiligheidsfaktor van de uiteindelijke fase bepaald. Deze is 1.074. Er treedt dus geen afschuiving op. Volgens STABIL is er onder het talud dus geen geotextiel nodig. Dit is afhankelijk van de veiligheidsfaktor die gekozen wordt. Er wordt vanuit gegaan, dat wanneer de sliblaag de bovenbelasting kan weerstaan, dat het ook in staat is om de kracht ten gevolge van de aktieve gronddruk op te nemen.

Categorie B, geotextiel onder de rest van de landaanwinning

Gezien de nauwkeurigheid van het sproeien mag verwacht worden, dat er geen oppersingen zullen plaatsvinden. In Figuur 6.4 is de kracht uit gezet die het slib op het geotextiel zou uitoefenen bij een realiseerbare taludhelling van 1:10 als het slib cohesieloos is.

Stel dat het slib in Amsterdam IJburg cohesieloos is, dan zou de kracht in het geotextiel 6 kN bedragen. Voor een geotextiel met een rekstijfheid EA van 500 kN/m' bedraagt de rek 1.2 %. Het slib in Amsterdam IJburg is niet cohesieloos, dus zal geen geotextiel onder de rest van de landaanwinning geplaatst worden.

Stel dat de grafiek aangeeft dat er grote krachten in het geotextiel zullen plaatsgrijpen, dan moet worden overwogen of de cohesie van de slappe grond groot genoeg is, zodat deze belasting niet zal plaatsvinden

Categorie C, slib verwijderen

In categorie B is berekend, dat na verwijdering van 0.17m slappe grond de sliblaag stabiel is. Door het weghalen van het slib wordt de situatie voor Categorie C verkregen. Er is namelijk een grotere helling toelaatbaar tijdens de bouwfase.

Zoals berekend is na verwijdering van 0.17m de sliblaag stabiel, maar dit is praktisch geen haalbare laagdikte. De mogelijkheid bestaat om de gehele sliblaag te verwijderen of een groter deel, om stabiliteitsproblemen in het vervolg te voorkomen en om geen geotextiel te hoeven toepassen.

Het is niet nodig nog meer slib te verwijderen, want de diepte waarover de sliblaag stabiel is, is bereikt.

Categorie C, geotextiel onder het talud

Met behulp van STABIL is van de geometrie van Figuur 7.11 de stabiliteitsfaktor bepaald. Deze situatie is wel instabiel, F = 0.570 en wordt veroorzaakt door een steilere helling. De rotatie die optreedt om evenwicht te krijgen, is 4° en X_s = 5m en Y_s = 6m. De lengteverandering die optreedt is 0.55m. Als de lengte voor de krachtafdracht 10m is, wordt de rek in het geotextiel 5.5 %. Deze methode suggereert, dat ieder geotextiel een rek van 5.5% zou ondergaan, onafhankelijk van de sterkte van het doek. De rotatie van de moot grond wordt ook beïnvloed door de stijfheid van het doek. De rotatie van de moot grond bepaald de kracht die in het geotextiel zal optreden. In § 4.2 is de handrekenmethode beschreven waarmee het textiel kan worden uitgerekend.

Categorie C, geotextiel onder rest landaanwinning

Het slib is voldoende sterk om de bovenbelasting te dragen, ook als het zand aangebracht is volgens de oude sproeimethode. Er hoeft dus geen geotextiel geplaatst te worden.

Alternatieven

Het volgen van het stroomdiagram heeft geresulteerd in drie alternatieven:

- geen slib verwijderen, geen geotextiel toepassen en de nieuwe sproeimethode toepassen;
- 2) 0.17 m slib verwijderen, geotextiel onder het talud plaatsen en de oude sproeimethode toepassen.
- 3) 3.0m slib verwijderen, geen geotextiel onder het talud en de oude sproeimethode toepassen met hoge produkties.

Als het slib niet verwijderd wordt, moet vertikale drainage worden aangebracht. Dit is nodig om de totale consolidatietijd te verkorten. Door vertikale drainage aan te brengen, wordt de vertikale doorlatendheid vergroot. De vertikale doorlatendheid is rechtevenredig met de consolidatiecoëfficiënt (§ 2.6 (20)) en de consolidatiecoëfficiënt is omgekeerd evenredig met de consolidatietijd:

$$t_{99\%} = \frac{2h^2}{c_v}$$

Dus door de vertikale doorlatendheid door middel van vertikale drainage te verhogen, wordt een kortere consolidatietijd verkregen.

Na berekening blijkt, dat alternatief 1 het goedkoopst is.

7.6 Conclusies

Naar aanleiding van de aanleg van Proefeiland IJburg kan een vergelijking gemaakt worden tussen de praktijk en de theorie.

Op basis van de resultaten van de metingen blijkt, dat het slib slechter doorlatend is, dan vooraf was bepaald. Gevolg hiervan is, dat de zakking in de delen van het Proefeiland IJburg waar geen vertikale drainage geplaatst is, langzamer is dan de verwachting was.

Omdat het water langzamer afstroomt, neemt de sterkte van het slib veel langzamer toe dan verwacht. Hierdoor heeft het kunnen gebeuren, dat de belasting zo hoog werd, dat tijdens de aanleg van de zesde laag squeezing is opgetreden. Om de problemen voortvloeiend uit de slechte doorlatendheid te voorkomen, kunnen drie maatregelen worden genomen:

1) Veel langere consolidatie-periodes toepassen, met name wanneer het zand boven water wordt aangebracht. De 3 á 4 weken zoals toegepast tijdens de uitvoering van Proefeiland IJburg is te weinig gebleken.

2) Aanbrengen van vertikale drainage. Zodra deze is aangebracht kan blijkbaar met een consolidatie-periode van enkele weken worden volstaan.

3) Slib verwijderen. Om alle problemen met zwakke plekken in het slib en slechte doorlatendheid te voorkomen kan het slib het best verwijderd worden.

Als besloten wordt om het slib niet te verwijderen, kan met behulp van de nieuwe sproeimethode tot goede resultaten worden gekomen. Toepassing van geotextiel is niet nodig. Uit de resultaten van de rekstrookjes blijken wel rekken in de textielen op te treden, maar pas op het moment dat de zandlagen boven water worden aangebracht zijn veranderingen te zien. Voor het sproeien is het geotextiel van geen nut, als met de nieuwe sproeimethode wordt gesproeid. Dit wordt bevestigd door de resultaten van het proefstukje, waar zand direkt op slib gesproeid is. Er treden slechts kleine verstoringen op, die geen gevaar voor de stabiliteit veroorzaken. Het feit dat er wel rekken optreden als de spuitlagen boven water worden aangebracht, komt mede door de helling van de taluds van deze lagen. Als hier hellingen worden gemaakt zoals vereist door het slib (1:10), zal de stabiliteit ook tijdens het aanbrengen van de lagen boven water niet in gevaar komen.

Ten aanzien van het stroomschema kan geconcludeerd worden, dat het mogelijk is om, aan de hand van de vermelde figuren en formules, te bepalen welke alternatieven uitvoerbaar zijn op slappe grond.

8 Conclusies

Landaanwinning op slappe grond

Met betrekking tot landaanwinning op slappe grond kan geconcludeerd worden, dat het mogelijk is om problemen met squeezing te voorkomen. Er moet voor gezorgd worden, dat de schuifsterkte in de slappe laag niet overschreden wordt door de schuifspanning die veroorzaakt wordt door de bovenbelasting. Dit kan op twee manieren worden voorkomen:

- Door de hellingen van de aan te brengen taluds te laten voldoen aan de door de eigenschappen van de slappe laag opgelegde eisen met betrekking tot de bouwfase.
- Door de slappe grond over een bepaalde hoogte te verwijderen, zodanig, dat de gehele slappe laag in evenwicht is onder de bovenbelasting. Dit betekent, dat eventueel de gehele slappe laag verwijderd wordt.

Als de onderlaag wel de schuifspanning kan weerstaan, maar niet de draagkracht bezit om de door de bovenbelasting uitgeoefende kracht te weerstaan, kan geotextiel toegepast worden om de bezwijken te voorkomen. Ook wordt door verwijdering van (een deel van) de slappe laag een draagkrachtige ondergrond verkregen.

In het geval dat de slappe grond niet verwijderd wordt, moet vertikale drainage worden toegepast, om het consolidatie-proces te versnellen.

Het is mogelijk om aan de hand van het stroomdiagram te bepalen met welke alternatieven landaanwinning op slappe grond kan worden gerealiseerd.

Aanbevelingen:

- er moeten goede grondgegevens van de slappe laag bekend zijn om zo nauwkeurig mogelijke berekeningen te kunnen uitvoeren.
- het programma STABIL moet worden uitgebreid met de mogelijkheid om geotextiel in te voeren, om zeer snel te kunnen bepalen hoe groot een kracht wordt, die een geotextiel moet kunnen weerstaan.

Landaanwinning op slappe grond

Bijlagen

A.A.W. Roesink

Bijlagen

- Bijlage 1 Lokatieaanduiding Amsterdam Nieuw-Oost
- Bijlage 2 Theoretisch profiel Proefeiland IJburg
- Bijlage 3 Legplan geotextielen
- Bijlage 4 Plaatsaanduiding rekstrookjes
 - a) Stabilenka 400/50
 - b) Stabilenka 200/45
- Bijlage 5 Resultaten PLAXIS voor Stabilenka 400/50
- Bijlage 6 Resultaten reconstructie Amsterdam IJburg voor Stabilenka 200/45
 - a) Deformed mesh
 - b) Totale verplaatsing knoop 157
 - c) Totale verplaatsing knoop 1247
 - d) Verloop waterspanning knoop 1247
- Bijlage 7 Resultaten reconstructie Amsterdam IJburg voor Stabilenka 400/50
 - a) Deformed mesh
 - b) Totale verplaatsing knoop 157
 - c) Totale verplaatsing knoop 1247
 - d) Verloop waterspanning knoop 1247
- Bijlage 8 Effect van squeezing zonder geotextiel en zonder tussenlaag
 - a) Deformed mesh
 - b) Vertikale verplaatsing knoop 5
 - c) Horizontale verplaatsing knoop 24
- Bijlage 9 Effect van squeezing met geotextiel (EA = 500), zonder tussenlaag
 - a) Deformed mesh
 - b) Vertikale verplaatsing knoop 5
 - c) Horizontale verplaatsing knoop 28
 - d) Optredende krachten in textiel
- Bijlage 10 Effect van squeezing met geotextiel (EA = 1000), zonder tussenlaag
 - a) Deformed mesh
 - b) Vertikale verplaatsing knoop 5
 - c) Horizontale verplaatsing knoop 28
 - d) Optredende krachten in textiel
- **Bijlage 11** Effect van squeezing met geotextiel (EA = 2000), zonder tussenlaag
 - a) Deformed mesh

 $\frac{1}{2}$

	b) Vertikale verplaatsing knoop 5
	c) Horizontale verplaatsing knoop 28
	d) Optredende krachten in textiel
Bijlage 12	Effect van squeezing zonder geotextiel en met tussenlaag
	a) Deformed mesh
	b) Vertikale verplaatsing knoop 5
	c) Horizontale verplaatsing knoop 28
	d) Verplaatsingenveld
Bijlage 13	Effect van squeezing met geotextiel (EA = 500), met tussenlaag
	a) Deformed mesh
	b) Vertikale verplaatsing knoop 5
	c) Horizontale verplaatsing knoop 28
	d) Optredende krachten in textiel
Bijlage 14	Effect van squeezing met geotextiel (EA = 1000), zonder tussenlaag
	a) Deformed mesh
	b) Vertikale verplaatsing knoop 5
	c) Horizontale verplaatsing knoop 28
	d) Optredende krachten in textiel
Bijlage 15	Effect van squeezing met geotextiel (EA = 2000), zonder tussenlaag
	a) Deformed mesh
	b) Vertikale verplaatsing knoop 5
	c) Horizontale verplaatsing knoop 28
	d) Optredende krachten in textiel
Bijlage 16	a) Zetting zonder vertikale drainage
	b) Zetting met vertikale drainage
Bijlage 17	Grabdredger

-

.

.



Theoretisch profiel Proefeiland IJburg

Bijlage 2











Totale verplaatsing knoop 157 Bijlage 0 σ















Totale verplaatsing knoop 1247 Bijlage ~ C











Horizontale verplaatsing knoop 24 Bijlage 00 C)







Horizontale verplaatsing knoop 28 Bijlage 9









Horizontale verplaatsing knoop 28 Bijlage







Vertikale verplaatsing knoop 5 Biilage -0

0.75 0.5 Horizontale verplaatsing knoop 28 Sum-MLoadA 0.25 Bijlage 0 -0.01 -0.02 -0.03 -0.04 0 -0.05 -0.06 Horizontal displacement node 28 1 Squeezing en geotextiel AXIS Professional **O** SQUEEZ5 7-6-95 HAM Version 5.30


Optredende krachten in textiel



Deformed mesh Bijlage 12 a



Vertikale verplaatsing knoop 5

Bijlage



Horizontale verplaatsing knoop 28 Bijlage 12 C







Vertikale verplaatsing knoop 5 Bijlage 13 (d









Vertikale verplaatsing knoop 5 Bijlage 14



Bijlage 14 c) Horizontale verplaatsing knoop 28



Optredende krachten in textiel Bijlage 14 d)





Vertikale verplaatsing knoop 5 Bijlage









.





Equipment

Grabdredger VOW 703





Landaanwinning op slappe grond

Figuren en tabellen

A.A.W. Roesink

st;





Figuur 2.1 Spanningen op willekeurig vlakje



Figuur 2.2 Cirkel van Mohr

















. .

Figuur 3.1 Bezwijkmechanismen





Zone	Lengte	Rel. verpl	Cohesie	D
1a	9.18	0.92	1.00	8.43
1b	34.42	5.74	3.25	642.11
2	20.00	0.77	5.50	84.70
3	34.42	0.77	3.25	86.14
1/2a	5.00	0.50	1.00	2.50
1/2b	3.00	0.50	3.25	4.88
2/3	3.00	0.06	3.25	0.59
	3		Som D =	829.33

Mobiliseerbare energie D

Door aan zone 1 een verticale verplaatsing van 0.5 meter op te leggen, zijn de relatieve verplaatsingen langs het afschuifvlak te bepalen. Deze zijn afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving. Door deze verplaatsing met de lengte en de cohesie te vermenigvuldigen wordt voor iedere zone een afzonderlijke D verkregen.

Uitwendige arbeid A

	Gewicht	Vert. verpl	Α
1a	3052.00	0.50	1526.00
1b	643.10	0.50	321.55
2		0.00	
3	643.10	-0.06	-38.59
		Som A =	1808.96



:

Als zone 1 0.50 meter zakt, wordt door de zwaartekracht arbeid verricht. Tegelijkertijd wordt zone 3 omhoog gedrukt. Dit is negatieve arbeid. Het quotient van D en A geeft de veiligheidsfaktor. Voor de standaard situatie is dit 0.46.

Case		Ordinary	Simplified	Sper	icer's me	thod	Janbu's	Janbu's	Morga Price s f(x) = c	nstern- nethod onstant
NO.	Example problem*	method	method	F	0	λ	method	method	F	λ
1	Simple 2:1 slope, 12 m high, $\phi' = 20^{\circ}$, $c' = 28.75$ kPa	1.928	2.060	2.073	14.81	0.237	2.041	2.008	2.076	0.254
2	Same as 1 with a thin, weak layer with $\phi' = 10^\circ$, $c' = 0$	1.288	1.377	1.373	10.49	0.185	1.448	1.432	1.378	0.159
3	Same as 1 except with $r_{} = 0.25$	1.607	1.766	1.761	14.33	0.255	1.735	1.708	1.765	0.244
4	Same as 2 except with $r_u = 0.25$ for both materials	1.029	1.124	1.118	7.93	0.139	1.191	1.162	1.124	0.116
5	Same as 1 except with a piezometric line	1.693	1.834	1.830	13.87	0.247	1.827	1.776	1.833	0.234
6	Same as 2 except with a piezometric line for both materials	1.171	1.248	1.245	6.88	0.121	1.333	1.298	1.250	0. 09 7

Tabel 3.II Vergelijking van stabiliteitsfaktoren



.



De methode van Bishop.





Raam ter bepaling cirkelcentra.

Tabel 3.III Stabiliteitsfaktoren standaard situatie

17.000	0.886	0.812	0.757	0.718	0.691	0.662	0.641	0.626	0.614	0.607	0.602	0.575	0.596
16.000	0.905	0.826	0.768	0.692	0.633	0.622	0.600	0.585	0.574	0.586	0.563	0.574	0.598
15.000	0.888	0.805	0.745	0.701	0.638	0.619	0.596	0.580	0.570	0.565	0.564	0.578	0.602
14.000	0.910	0.822	0.724	0.679	0.647	0.595	0.592	0.577	0.568	0.564	0.570	0.583	0.567
13.000	0.898	0.805	0.738	0.658	0.625	0.604	0.562	0.575	0.567	0.565	0.538	0.552	0.577
12.000	0.890	0.792	0.721	0.671	0.606	0.584	0.572	0.544	0.536	0.535	0.547	0.563	0.587
11.000	0.920	0.782	0.707	0.655	0.619	0.567	0.555	0.553	0.540	0.546	0.525	0.540	0.562
10.000	0.920	0.806	0.726	0.642	0.604	0.581	0.541	0.540		0.525	0.540	0.560	0.549
9.000	0.926	0.804	0.719	0.633	0.594	0.570	0.532	0.531			0.528	0.548	0.573
8.000	0.939	0.806	0.716	0.654	0.588	0.563	0.527	0.528			0.526	0.549	0.570
7.000	0.961	0.816	0.718	0.653	0.587	0.562	0.529	0.533	0.528	0.529	0.537	0.557	0.588
6.000	0.994	0.833	0.728	0.636	0.592	0.546	0.539	0.527	0.524	0.556	0.567	0.585	0.617
5.000	1.042	0.861	0.745	0.650	0.605	0.563	0.539	0.556	0.560	0.571	0.590	0.618	0.640
Y/X	0.000	1.000	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	7.000	8.000	9.000	10.000	11.000	12,000



Veiligheidsfaktor kleiner dan 0.520

Veiligheidsfaktor tussen 0.550 en 0.520

Uit de tabel is af te leiden wat de laagste waarde van de veiligheidsfaktor is, en waar het centrum van de maatgevende cirkel zich bevindt. Het is mogelijk om te kijken of er nog een lagere waarde voorkomt, maar de waarde zal niet veel afwijken van de hier getoonde waarden.





Figuur 3.7 Mesh van standaard situatie



.

Tabel 3.IV Materiaalgegevens

				D	ata	set	:		1	of	2	
Y-top	:	3.0000000000000000000000000000000000000	-									
Nodel	:	Nonr-Coulomb	Pera	-X	:		1.	000	000	00000	E-03	
M-type	:	Undrained	Perm	- Y	:		1.	000	000	00000	R-03	
w-ary	:	1.2000000000000000000000000000000000000										
w-wet	•	1.25000000000000000000000000000000000000										
G-layer	:	5.000000000E+02										
Nu	:	2.000000000E-01										
a-laver		3 3500000008+00										
c-depth	•	0.0000000000000000000000000000000000000										
Phi	•	1 0000000000E+01										
Dai	:	0.0000000000000000000000000000000000000										
Tension	:	N										
				D	ata	set	:		2	of	2	
Y-top	:	8.000000000E+00	14-17 C	102102				CONTRACTOR				
Model	:	Mohr-Coulomb	Perm	- X	:		1.	.000	000	00000	E+00	
M-type	:	Drained	Perm	-Y	:		1.	.000	000	00000	E+00	
W-dry	:	1.600000000E+01										
W-wet	:	2.000000000E+01							9			
G-layer	:	7.000000000E+03										
Nu	:	2.500000000E-01										
c-layer	:	1.000000000E+00										
c-depth	:	0.000000000E+00										
Phi	:	3.300000000E+01										
Psi	:	0.00000000E+00										
Tension	:	N										







Figuur 3.11 Voorbeeld grafiek.

Tabel 3.V De resultaten van de verschillende rekenmethoden

	F	Betrouwbaarheid	Werkbaarheid	Totaal
C _u -methode	0.45	2	2	4
SLOPE	0.51	8	7	15
Grafisch	0.80	7	0-7	7-14
PLAXIS	0.41	9	7	16
Tabel 4.I Materiaalgegevens geotextielen

Ξ

	Specificatie	Stabilenka 200/45	Stabilenka 400/50
	Materiaal	PET	PET
Treklijn	Treksterkte [kN/m']	200	400
	Breukrek [%]	9	10
	Rekstijfheid [kN]	1667	3333
Inslag	Materiaal	PA	PA
	Treksterkte [kN/m']	45	50
	Breukrek [%]	20	18
	Rekstijfheid [kN]	n.v.t.	n.v.t.

-







Inwendig evenwicht.



Overall evenwicht m.b.v. methode Bishop



Tabel 4.II

STABIL 5.1 --------ijburg ******* Circles through fixed point no. 1 : x = 27.500, y = -3.000Stability factors : y = 9.000 0.544 0.546 0.528 0.534 0.529 8.000 0.539 0.542 0.533 0.534 0.525 7.000 0.547 0.548 0.539 0.561 0.532 0.543 6.000 0.538 0.523 0.556 0.551 5.000 0.592 0.544 0.574 0.588 0.591 -----_ _ _ _ _ _ _ _ _ _ _ _ _ _ _ 26.000 27.000 28.000 29.000 30.000 x = Smallest stability factor in this series : 0.523 Horizontal acceleration 0.000 * g Rotation of soil mass 7.100 degrees STABIL 5.1 --------------ijburg ----Circles through fixed point no. 1 : x = 27.500, y = -3.000 Stability factors : y = 9.000 1.111 1.120 1.099 1.123 1.106 1.097 8.000 1.080 1.099 1.119 1.082 1.071 1.102 7.000 1.135 1.078 1.082 6.000 1.051 1.100 5.000 1.031 1.156 1.114 1.105 1.122 _ _ x = 26.000 27.000 28.000 29.000 30.000 Smallest stability factor in this series : 1.009



x = 2

Figuur 4.5 Geometrie van standaard situatie in PLAXIS















Zand op niet cohesieloos slib

۰.









Figuur 5.5 Horiz

Horizontaal evenwicht van niet weggeperste lagen









Figuur 5.9 Stroming van slib door gat in bovenbelasting



Figuur 5.10 Kracht van slib op geotextiel









Figuur 5.13

Verplaatsing - belasting diagram, met tussenlaagje



. •

Kracht en rek in geotextiel t.g.v. oppersing

Figuur 5.14





. •





. •





. .

Kracht en rek in geotextiel t.g.v. oppersing



. (

Optredende en maximale toelaatbare schuifspanning







. .





















Resultaten PLAXIS voor Stabilenka 200/45

