

Samenvatting

Het gedrag van industrieel slib is gelijkaardig aan dat van kleiachtige grond. Industrieel slib kan voor het bouwen van dijken gebruikt worden, als het geotechnisch gedrag van deze materialen betrouwbaar beschreven is. Dit rapport brengt verslag uit over de onderzoeken uitgevoerd om de geotechnische eigenschappen van een slib te identificeren en zijn geschiktheid voor de constructie van dijken na te gaan. Uitgebreide laboratoriumproeven werden uitgevoerd om het geotechnisch gedrag van het slib te identificeren. Verschillen en gelijkenissen werden gevonden met grond. Daarom werden proefdijken opgebouwd om het reële gedrag van het slib te kennen. Computersimulaties werden ook uitgevoerd als een controle en ontwerp van de dijk. Die hebben redelijk goede voorspellingen opgeleverd. Het model werd gekalibreerd met behulp van de metingen, die op de proefdijk werden uitgevoerd.

Het slib werd aanvankelijk in drie grote bekken met een totale oppervlakte van 75 ha gestort. In 1993 werd ingeschat dat het volume van dit stortgebied op basis van de geplande productiecapaciteit niet voldoende was. Omdat het milieutechnisch niet mogelijk was om de oppervlakte van de bekken verder te vergroten was

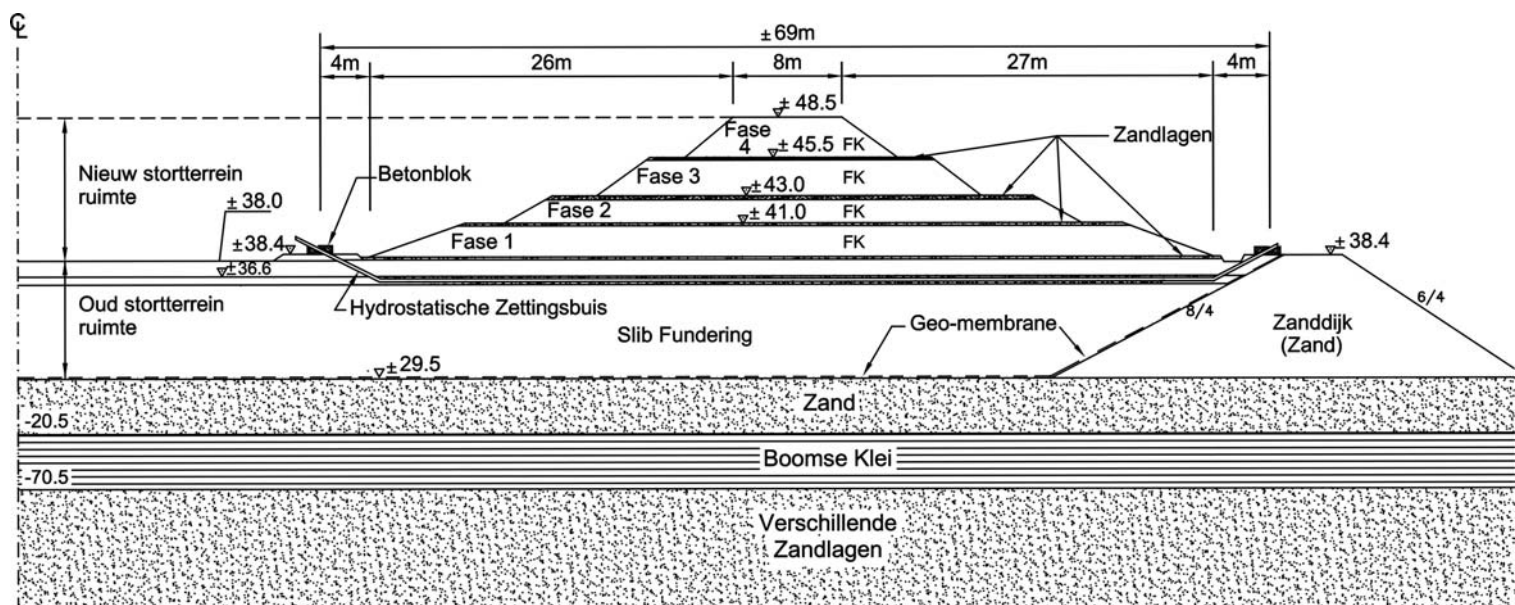
Industrieel slib voor bouwen van een dijk: geotechnisch gedrag en numerieke simulaties

Inleiding

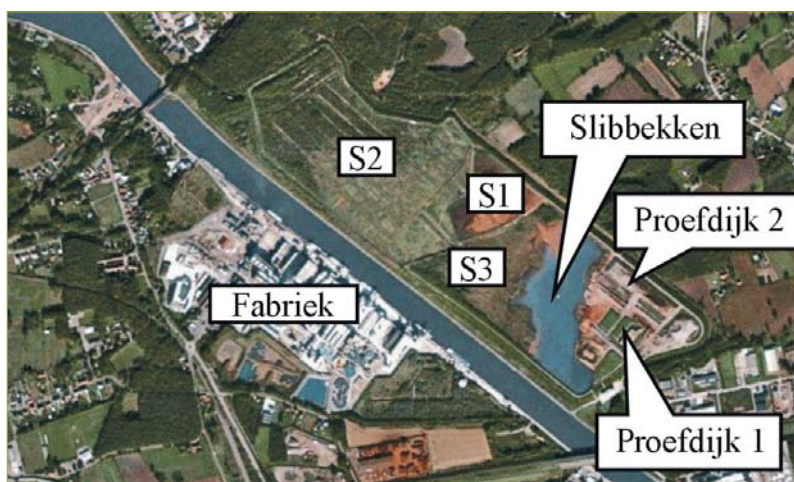
De behandeling en storting van industrieel slib zijn belangrijke problemen in de meeste geïndustrialiseerde landen. Enerzijds wordt het storten van industrieel slib goed geregeld in de meeste industriële landen die beperkte opties voor stortplaatsen hebben. Anderzijds bestaat industrieel slib uit materialen waarvan de eigenschappen onbekend zijn vanuit het oogpunt van de geotechniek. Nochtans, eenmaal gedumpt in stortterreinen, kan slib als een geotechnisch materiaal worden bekeken en gewoon als niet-geconsolideerde grond (Klein & Sarsby 2000) worden beschouwd. Het belangrijkste verschil is dat industrieel slib of afval geen geologische geschiedenis hebben omdat de oorspronkelijke materialen door chemische reacties of mechanische processen zijn veranderd zodat deeltjes ontstaan zijn die verschillen van het oorspronkelijke geologische materiaal. Vanuit dit oogpunt vertoont het gebruik van industrieel slib als

bouw materiaal gelijkenissen en verschillen met de natuurlijk gevormde grond.

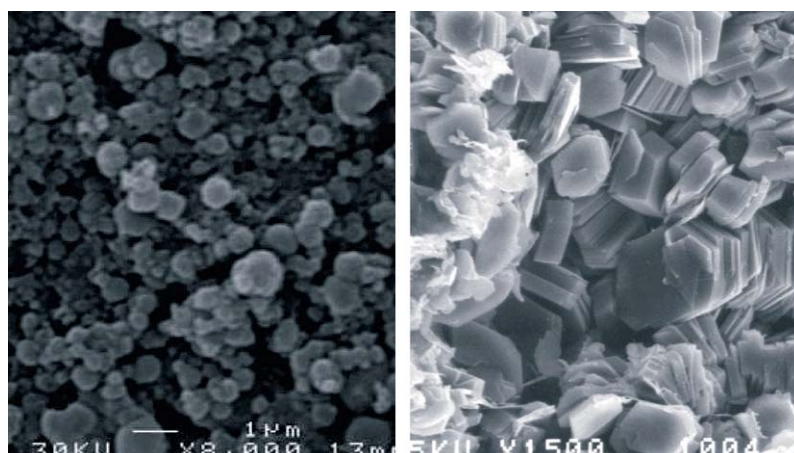
In dit artikel wordt een overzicht gegeven van de onderzoeken die werden uitgevoerd om de geotechnische eigenschappen van een slib te identificeren en zijn geschiktheid voor de bouw van dijken na te gaan. Het slib is afkomstig van de productie van fosfaten. Het vloeibaar restprodukt bestaat hoofdzakelijk uit SiO_2 -houdend calciumfluorideslib (CaF_2). In het slib bevinden zich restproducten zoals fosfaten. Bij extreme droging vormen deze kristallen op het materiaaloppervlak, die in hoofdzaak bestaan uit brushiet ($\text{CaHPO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). Dit is niet verwonderlijk, vermits het basismateriaal voor het productieproces afkomstig is uit Marokko, wat een van de zeldzame plaatsen op aarde is waar dit brushiet voorkomt. Bij normale behandeling en stockering werden echter geen transformaties of reacties opgemerkt, zodat dit aspect niet verder onderzocht werd.



Figuur 1 Doorsnede van de finale dijk (P.H. Yonatan et al. 2008).



Figuur 2 De luchtfoto van het stortterrein (uit Google maps).



Figuur 3 SEM microfoto van de morfologie van het slib (l) en een typische kaoliniet klei(r). (P.H. Yonatan et al. 2008)

het nodig om de bestaande bekken in de hoogte uit te breiden. Verder werd beslist om het slib eerst te behandelen in filterpersen ten einde het volume ervan te verminderen. Bijkomend werd beslist om te onderzoeken of het mogelijk was om de dijken, nodig voor de verhoging van de bekken, te realiseren met ontwaterd slib. Het finale doel was om de dijken met een hoogte van 10 m onmiddellijk achter de huidige dijk van 8 m hoogte aan te brengen voor de nodige dijkverhogingen. *Figuur 1* toont de finale doorsnede van de dijken en *Figuur 2* toont een luchtfoto van de bekken in Tessenderlo.

Behandeling van het slib

Om het probleem tussen de productie van slib en de beperkte opslagcapaciteit van het stortterrein op te lossen, werden er twee filterperskamers gebouwd om het slib te behandelen. De filterperskamers hebben een capaciteit van 105000 ton droge stof per jaar. Speciale filterdoeken worden gebruikt om het water en de vaste bestanddelen te scheiden. Het resultaat van de mechanische ontwatering bestaat uit rechthoekige blokken van ongeveer 3cm dikte. Tijdens het persen wordt op het slib een druk van 15 bar uitgeoefend, het geen overeenstemt met een vjzelkracht van 6000 kN op de filters van 2 m x 2 m. Het oorspronkelijk slib heeft een watergehalte van 340 tot 345%. Door de behandeling tot filterkoeken (FK) in de filterpersen wordt het watergehalte verlaagd tot 70 tot 80%. Het resultaat van directe schuifproeven toont aan dat de cohesie en wrijvingshoek van de filterkoeken respectievelijk 5 tot 15kPa en 28° tot 30° bedraagt. Bijgevolg kan er geconcludeerd wor-

Eigenschappen			Soort v/h monsters		Waarde van	Normen°
			Filterkoeken	Ongeroerd monster*	Natuurlijke gronden†	
Watergehalte	w	%	75 - 85	50 - 90	30 - 80	ASTM D 2216
Natte dichtheid	γ_w	kN/m ³	15 - 17	15 - 17	15 - 18	BS 1377
Droge dichtheid	γ_d	kN/m ³	8.5 - 10	8 - 10	8.5 - 13	BS 1377
Soortelijk gewicht	G _s	-	2.85 - 2.95	2.8 - 2.95	2.65 - 2.7	ASTM D 854
Vloeigrens	w _l	%	85 - 95	85 - 95	45 - 90	ASTM D 4318
Uitrolgrens	w _p	%	40 - 45	43 - 45	20 - 40	ASTM D 4318
Plasticiteitsindex	PI	%	45 - 50	-	20 - 60	-
Cohesie**	c	kPa	5 - 15	-	-	ASTM D 3080
Wrijvingshoek**	ϕ	°	28 - 30	-	-	ASTM D 3080
Poriëngetal	e	-	1.5 - 3.0	1.5 - 2.5	1.0 - 2.3	-
Doorlatendheid	k	m/s	-	10 ⁻⁹ - 10 ⁻¹⁰	0.5 - 3x10 ⁻⁹	ASTM D 2435

* Uit boringen (Tennekoon 2007) ** Afschuifproef † Nash et al. (1992)

° ASTM: American Society for Testing and Materials (1994), BS: British Standards Institution (1990)

Tabel 1 Samenvatting van basische eigenschappen (P.H. Yonatan et al. 2008).

den dat de behandeling van het slib d.m.v. filterpersen succesvol is om het watergehalte van de FK te verminderen en men een betrekkelijk stijver materiaal bekomt. Hoewel de filterkoeken stijver zijn in vergelijking met het slib zijn de waarden van de cohesie laag en in overeenstemming met zachte grond.

Methodologie

Uitgebreide laboproeven en insituproeven werden uitgevoerd om de eigenschappen van de verse FK en gestorte FK op het stortterrein te bepalen. Uit deze proeven kan geconcludeerd worden dat het gedrag van de filterkoeken gelijkaardig is aan dat van natuurlijke klei, maar verschillen worden ook gevonden in vergelijking met natuurlijk voorkomende klei. Dit zal in de volgende paragraaf besproken worden. *Tabel 1* geeft een samenvatting van de materiaaleigenschappen [P.H. Yonatan et al. 2008]. Behalve uitgebreide laboproeven werden proef-

dijken op ware grootte gebouwd om het gedrag van de dijken te bestuderen. Er werden twee geïnstumenteed proefdijken gebouwd. Via numerieke modellering werd de veiligheid van de dijken gecontroleerd.

Geotechnische karakterisatie

DEELTJES INDELING

Het resultaat van de bezinkingsproef toonde aan dat de filterkoeken uit 58% kleifractie, 24% zandfractie en slechts 18% siltfractie bestaan. Volgens ASTM 2487 kan men het slib classificeren als elastisch silt met zand (MH) waarvan de vloeigrens onder de 'A' lijn gesitueerd is. Door middel van een 'Scanning Electron Microscope' (SEM) kon worden vastgesteld dat de vorm van de slibdeeltjes anders is dan deze van natuurlijk voorkomende kaoliniet klei zoals getoond in *figuur 3*. In *figuur 3a* is duidelijk te zien dat de meeste korrels homogeen verspreid en bolvor-

mig zijn in plaats van plaatvormig zoals de kaolien deeltjes getoond, in figuur 3b.

FYSISCH EIGENSCHAPPEN

De vloeigrens (w_l) van het slib varieert tussen 85 en 90% en de plasticiteitsgrens (w_p) tussen 45 en 50. Deze waarden zijn hoger dan de waarden van natuurlijke kleien. Het soortelijk gewicht (G_s) varieert van 2.75 tot 2.95 met de gemiddelde waarde van 2.9. Deze waarde ligt ook significant hoger dan bij normale grond soorten. Het hoge soortelijk gewicht van het slib kan verklaard worden door de hoge waarde van het soortelijk gewicht van CaF_2 en de aanwezigheid van kleine hoeveelheden van zware metalen zoals Cu, Cd, Hg, Zn, enz.

STERKTEKENMERKEN

Zoals getoond in tabel 1 is de cohesie van de FK laag en in overeenstemming met zachte klei. Deze proeven werden uitgevoerd met een afschuifsnelheid van 0.1 mm/min zodat er mag worden van uitgegaan dat de proef min of meer gedraineerd verlopen is. De afschuifmal voor het proefstuk heeft een dimensie van 66 cm. Onder cyclische omstandigheden gedragen de filterkoeken zich bijzonder bij droging en herbevochtiging. Deze proeven werden uitgevoerd met verschillende proefstukken die aan verschillende drogings- en herbevochtigingscyclussen werden onderworpen. Proefstukken werden gedurende een bepaalde periode gedroogd bij kamertemperatuur en daarna gedurende eenzelfde periode in water herbevochtigd. Na de herbevochtiging werden de proefstukken 24 uur met een bepaalde spanning belast en daarna afgeschoven met een snelheid van 0.1 mm/min.

Het kiezen van de afschuifsnelheid is gedaan op basis van twee criteria: (1) inschatting de afschuifsnelheid volgens ASTM 3080 en (2) uitvoering van afschuifproeven met verschillende afschuifsnelheid (0.01, 0.1, 1 en 10 mm/min) op filterkoeken. De schatting volgens ASTM toonde dat een afschuifsnelheid van 0.05 tot 0.1 mm/min kan worden gebruikt. Anderzijds heeft het experiment getoond dat de cohesie en wrijvingshoek van de proeven met afschuifsnelheid van 0,1 en 0,01 mm/min gelijkaardige waarden gaven met percentageverschil van 2 tot 10%. Volgens ASTM 3080 zou de afschuifsnelheid langzaam genoeg moeten zijn om poriënwateroverspanningen en bezwijken te vermijden. Uit de experimenten blijkt dat de afschuifsnelheid van 0.1 mm/min langzaam genoeg is omdat bij deze snelheid de resultaten gelijkaardig waren aan deze bij de proef met afschuifsnelheid van 0.01 mm/min. Er mag dus worden aangenomen dat er tijdens het afschuiven geen noemenswaardige poriënwateroverspanningen ontstaan en dat de proeven als gedraineerde proeven kunnen aanzien worden.

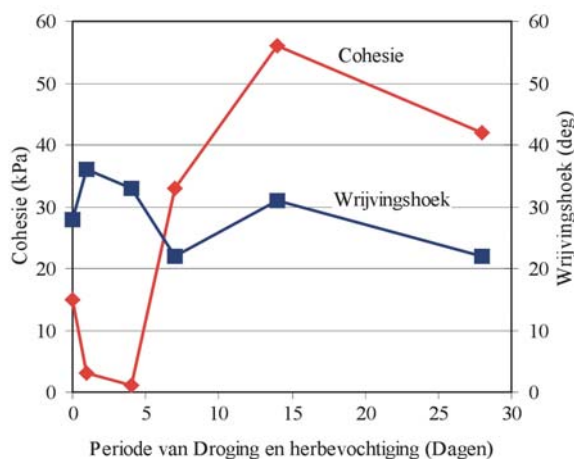
In figuur 4 is duidelijk te zien dat de cohesie van de proefstukken bijna nul is wanneer de duur van de cyclus 4 dagen of minder bedraagt. Na een cyclus van meer dan 4 dagen ontwikkelen de proefstukken een cohesie die groter is dan 30 kPa. Het verlies van cohesie tijdens de eerste 4 dagen kan verklaard worden door de beschadiging van de grondstructuur wegens de uitzetting.

In de praktijk zijn de eigenschappen van één enkele filterkoek niet relevant. In werkelijkheid worden deze filterkoeken gespreid met bulldozers en daarbij volledig geroerd. Om de invloed

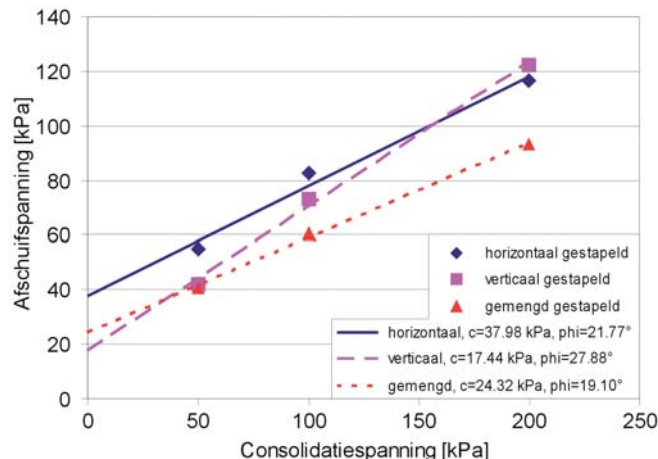
van de vermenging te onderzoeken werden schuifproeven uitgevoerd met een groot afschuifapparaat. Dit apparaat heeft volgende dimensies: 30x30x20 cm³.

Deze proeven werden uitgevoerd met verschillende stapelingen van de filterkoeken, namelijk horizontaal, verticaal en gemengd. Het monster werd eerst gedurende 24 u belast en kreeg aldus de kans om te consolideren, waarna de test werd uitgevoerd. De snelheid van deze afschuifproeven bedroeg 1 mm/min en kon niet kleiner ingesteld worden. Dat wil zeggen dat deze proeven niet gedraineerd zijn. Deze proeven werden ook uitgevoerd met natte filterkoeken en er waren geen poreuze stenen onder en boven het monster. Daarom is de kans reëel dat poriënwateroverspanningen tijdens deze proef ontwikkeld worden. Figuur 5 toont de waarden van de cohesie en de wrijvingshoek uit deze proeven.

De aanwezigheid van macroporiën in een mengsel van filterkoeken beïnvloedt misschien de cohesie en de wrijvingshoek omdat de vervormingen van die mengsel gemakkelijker gebeuren door de aanwezigheid van macroporiën. Toch wordt een grotere cohesie opgemerkt bij horizontaal en gemengd gestapelde filterkoeken. Dit is te wijten aan de onverzadigde conditie van de proeven. Bij niet-gedraineerde conditie van een proef wordt de spanning gecontroleerd daar er geen volumeveranderingen kunnen gebeuren [Lancellotta, R. 1995]. Indien het monster onverzadigd is, loopt de beswiktlijn niet horizontaal, en wordt een cohesie in combinatie met wrijvingshoek gevonden. Hoewel er macroporiën voorkomen, is de doorlatendheid te laag opdat de poriënwaterspanningen tijd genoeg hebben om af te bouwen. Bovendien wordt er tijdens deze proeven opgemerkt dat de macroporiën na



Figuur 4 Het gedrag van de filterkoeken bij droging en herbevochtiging (P.H. Yonatan et al. 2008).



Figuur 5 Afschuifkarakteristieken van filterkoekenmengsel bij verschillende stapelingen (Op 't Eynde, S. en Michiels, T. 2005).

de normaalspanning van 100 kPa verdwenen zijn. Bijgevolg wordt het filterkoekenmengsel één grote massa van filterkoeken waarvan de doorlatendheid steeds laag is, waardoor het poriënwater niet kan afvloeien.

CONSOLIDATIEKENMERKEN

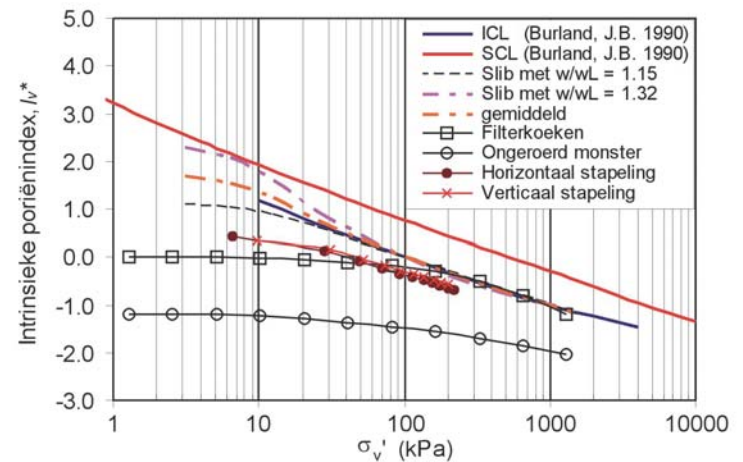
De mechanische eigenschappen van gronden worden extreem beïnvloed door hun structuur die afhankelijk is van vele factoren, zoals de geologische geschiedenis. In dit geval is de geologische voorgeschiedenis afwezig omdat het originele materiaal bij chemische processen verloren gegaan is. Om de samendrukbaarheidskenmerken te bepalen werden intrinsieke eigenschappen van de filterkoeken bepaald omdat die eigenschappen onafhankelijk zijn van hun natuurlijke staat. De intrinsieke samendrukkingslijn (ICL) vormt een belangrijke referentielijn voor het bestuderen van de samendrukkingskenmerken van natuurlijke geconsolideerde kleien [Burland, J.B. 1990]. Burland (1990) heeft verschillende intrinsieke samendrukkingslijnen van verschillende kleiachtige gronden voorgesteld. Hij heeft geconcludeerd dat een redelijk unieke lijn wordt gevonden indien de intrinsieke samendrukkingslijn in functie van normaalspanning en poriënindex (I_v) wordt geplot. Het resultaat voorgesteld in *figuur 6* is de intrinsieke samendrukkingslijn van Argile plastique, London klei en Magnus klei.

In *figuur 6* zijn de resultaten van deze proeven getoond met de poriënindex op de verticale as. De poriënindex wordt volgens Burland (1990) gedefinieerd als in vergelijking 1 waar e^*_{100} en e^*_{1000} het intrinsieke poriëngetal bij $\sigma'_v = 100$ kPa en 1000kPa zijn. $C^*_c = e^*_{100} - e^*_{1000}$. De resultaten van deze proeven tonen aan dat de ICL van het slib samenvalt met het resultaat van Burland (1990). Dat betekent dat het gedrag van het slib vergelijkbaar is met natuurlijke klei. De normale samendrukkingsproef op filterkoeken valt ook samen met de ICL van Burland boven een spanning van ongeveer 160 kPa, wat ongeveer rond zijn preconsolidatiedruk is. Uit deze resultaten kan men concluderen dat deze spanning kan gecorreleerd worden aan de effectieve korelspanning terwijl het slib in de filterperskamer geperst wordt. Bij het filterpersen wordt dus uiteindelijk ongeveer 10% van uitgeoefende druk overgedragen op de korrels.

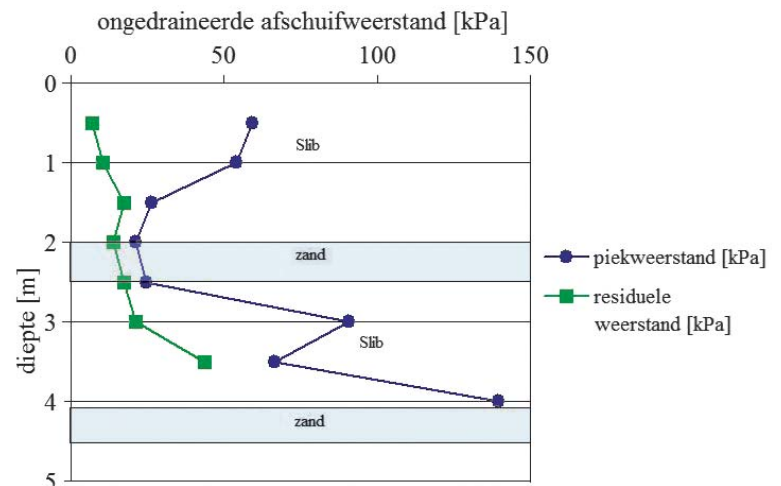
$$I_v^* = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C^*_c} \quad (1)$$

De filterkoeken worden via transportbanden aangevoerd op het slibbekken. Door het vallen op deze transportbanden worden de koeken in

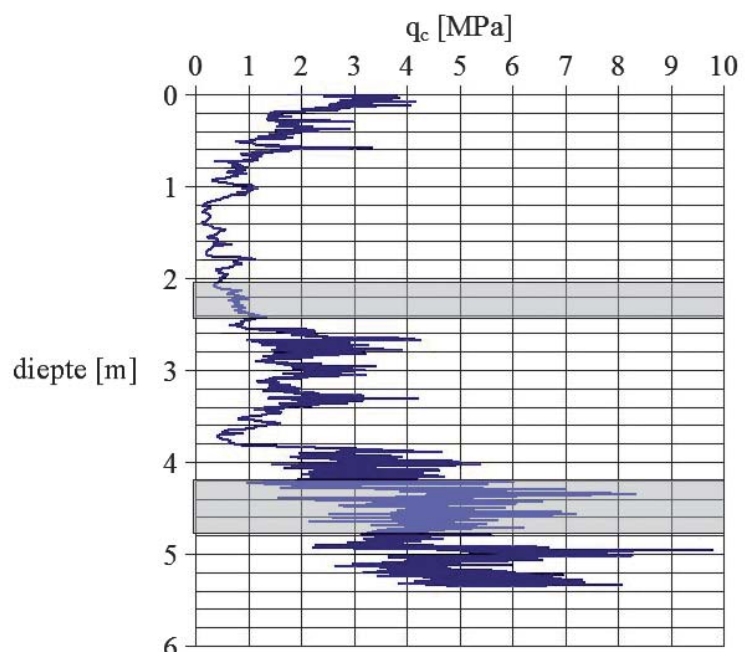
Figuur 6
Poriënindex in functie van effectieve verticale spanning voor verschillende proeven.

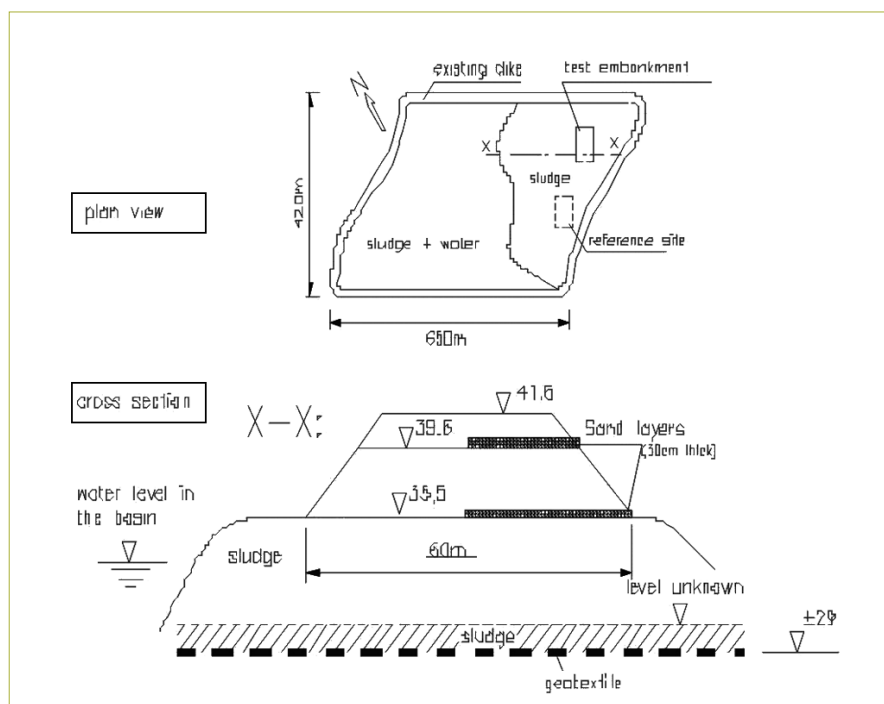


Figuur 7
Afschuifweerstand vs diepte uit vinproef (Op 't Eynde, S. en Michiels, T. 2005).



Figuur 8 Resultaten sondering met PANDA-apparaat. (Op 't Eynde, S. en Michiels, T. 2005).





Figuur 9
Doorsnede
van de eerste
proefdijk.

kleine stukken gebroken en met verschillende stapelingen geplaatst op het slibbekken. Om de invloed van deze stapelingen te bestuderen worden de filterkoeken in een groot oedometerapparaat beproefd met verschillende stapelingen. De resultaten van deze proeven worden tevens getoond in figuur 6. Uit deze figuur kan men duidelijk afleiden dat de grafieken van het poriëngetal in functie van de druk voor horizontaal en verticaal gestapelde filterkoeken kruisen met deze van filterkoeken bij een druk van 50 tot 70 kPa. Deze kruispunten kunnen beschouwd worden als een conditie waarop de gestapelde filterkoeken één grote massa van filterkoeken worden. Dat betekent dat de macroporiën vanaf deze drukken verminderd worden. Dat bevestigt ook de bevinding dat de holle ruimten sterk verminderen bij drukken hoger dan 50 kPa.

PROEVEN IN-SITU

Vinproeven en dynamische sonderingen, PANDA genaamd naar het gebruikte toestel, worden uitgevoerd om de in-situ eigenschappen van de filterkoeken te bepalen. De vinproef is gebaseerd op ASTM D 2573.

Figuur 7 geeft de afschuifweerstand in functie van de diepte weer op een punt in het midden van de dwarssectie van de nieuwe proefdijk (zie PROEFDIJK 2) en in het midden van de langssectie. De resultaten tonen aan dat aan het oppervlak grote maximale schuifweerstand aanwezig zijn. Dit is mogelijk toe te schrijven aan oppervlaktefenomenen zoals capillaire spanningen en vorst.

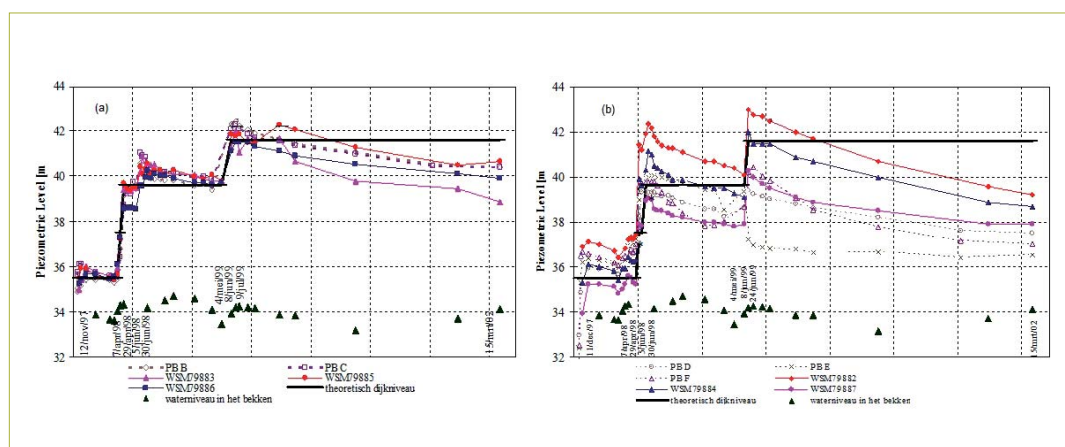
Zoals reeds bij de vinproef werd opgemerkt, geeft ook het resultaat van de slagsondering in figuur 8 een sterkere oppervlaktelaag aan. Bij beide proeven is het duidelijk dat de grond aan het oppervlak verstevigd werd door consolidatie of oppervlaktefenomenen.

BOUW VAN GEÏNSTRUMENTEERDE PROEFDIJKEN

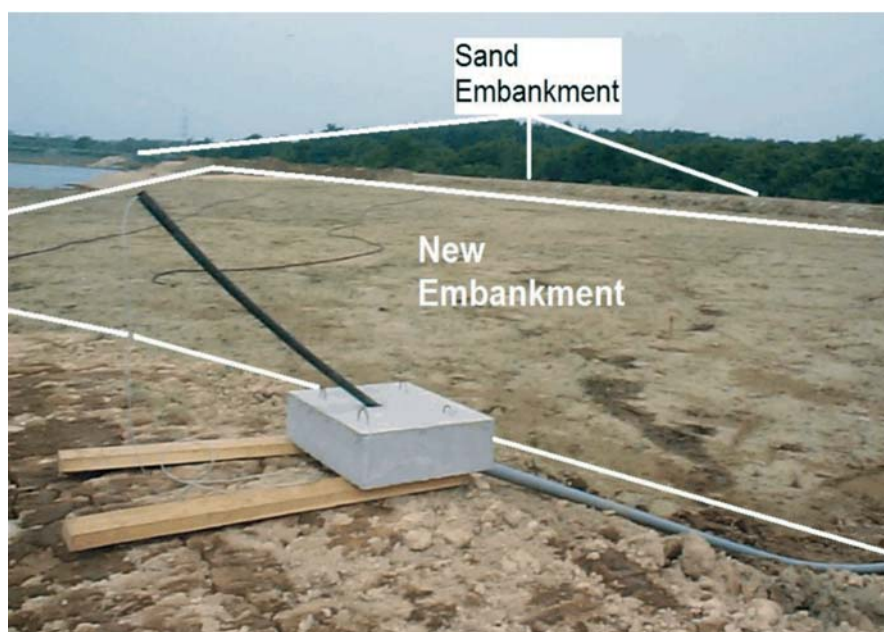
Proefdijken werden opgebouwd om het gedrag van de dijk en het onderliggende slib op te volgen. Twee proefdijken werden uitgerust met een aantal meetinstrumenten. Bij de eerste proefdijk werd onderzocht of het mogelijk was om de dijk met geperst slib op te bouwen. Met de ervaring van de eerste dijk werd de tweede dijk opgebouwd welke werd gepland als een onderdeel van de toekomstige dijk voor de ophoging van het stortterrein.

PROEFDIJK 1

De bouw van de dijk werd in twee fasen uitgevoerd. De bouw van het eerste deel gebeurde in twee lagen filterkoeken van 2 m dikte. Op de



Figuur 10 Poriënwaterspanningen i.f.v. tijd voor proefdijk 1 (a) zonder zandlagen en (b) met zandlagen.



Figuur 11
Afgewerkte
fundering
voor
proefdijk 2.

bodem van het dijklichaam en tussen de lagen werden er zandlagen over de helft van de dijk voorzien met een dikte van 30cm. De bedoeling hiervan was om de drainering in dit deel te verbeteren en het effect ervan te kennen. De consolidatieperiode tussen de lagen was één jaar. Er werden een aantal meetinstrumenten in en onder de dijk geplaatst die het mogelijk maakten het gedrag van de proefdijk en het onderliggende slib op te volgen. Het opmeten van de poriënwaterdrukspanningen gebeurde door middel van waterspanningsmeters en peilbuizen terwijl het zettingsgedrag aan de hand van zettingsbakens werd opgevolgd. *Figuur 9* toont de ligging en doorsnede van de eerste proefdijk. De hoogte van die dijk werd beperkt tot 6 m omdat de slibfundering onstabiel werd. De lengte van

de proefdijk was 60 m en de breedte aan de basis 30 m. De volgende conclusies werden uit de meetresultaten getrokken:

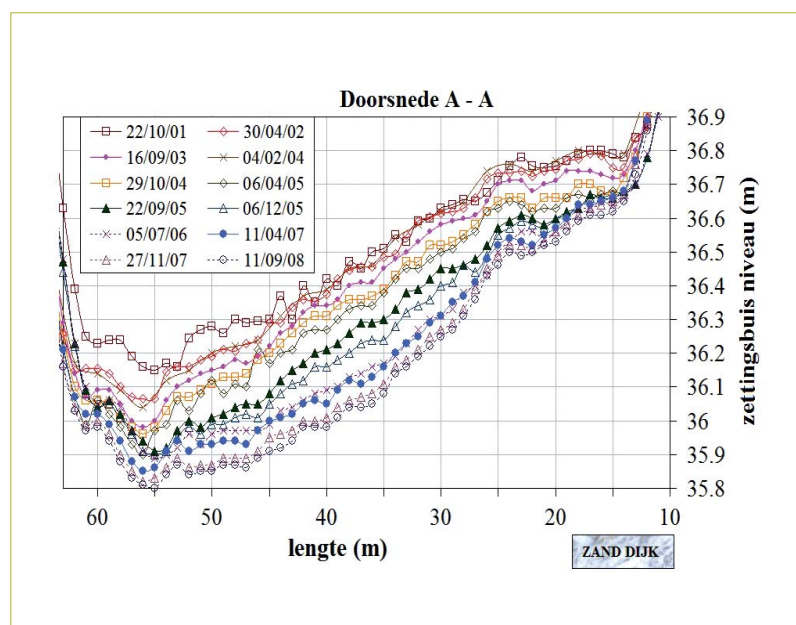
- tussenlagen met draineerzand versnellen het consolidatieproces.
- de fundering uit filterkoeken mag niet steunen op een dikke laag ongeperst slib.
- wegpersen (squeezing) van onderliggend slib veroorzaakt grote zettingen, opstuwing naast de dijk en gevaar voor de stabiliteit.

In *figuren 10a en 10b* is duidelijk te zien dat er een groot verschil bestaat tussen de zones met en zonder de zandlagen. Aan de kant waar er zandlagen waren, werd de poriënwaterdrukspanning sneller afgebouwd dan aan de andere kant. Dat benadrukt het belang van de zandlagen voor het

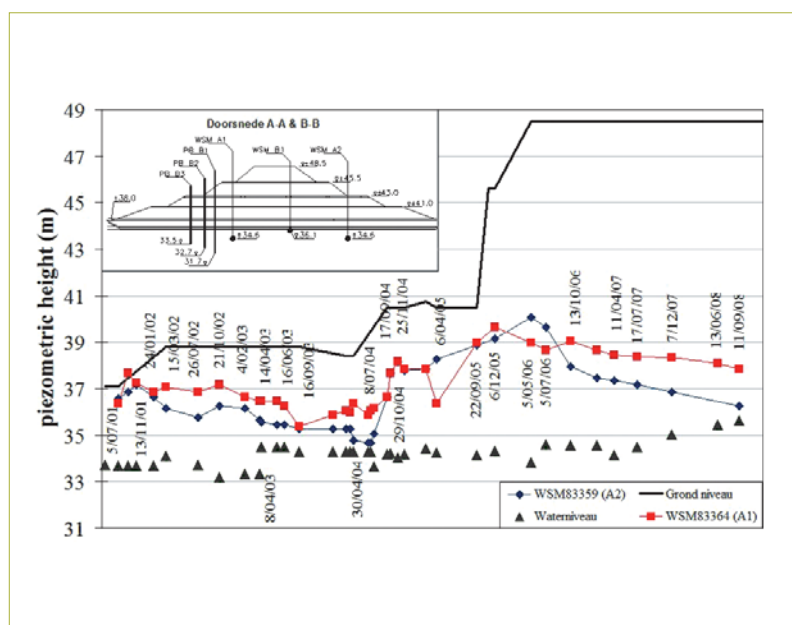
afvloeien van het water en het verminderen van de poriënwaterdrukspanning.

PROEFDIJK 2

De afmetingen van de tweede proefdijk worden aangeduid in *figuur 1*. De lengte van die dijk is ongeveer 190m en die dijk zal ook gebruikt worden als deel van de definitieve dijk voor de ophoging van het stortterrein. *Figuur 11* toont de afgewerkte fundering voor de proefdijk. De bouw van de dijk werd uitgevoerd in 4 fases en de consolidatieperiode tussen de fases was telkens één jaar. Het dijklichaam werd opgebouwd met filterkoeken. Zoals getoond in *figuur 1* werden zandlagen tussen de lagen van het dijklichaam voorzien om het afbouwen van de poriënwaterdrukspanning te vergemakkelijken.



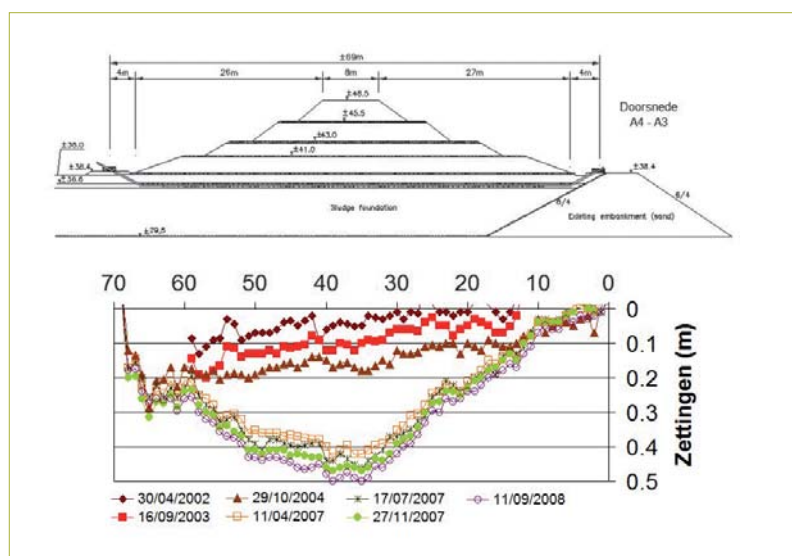
Figuur 12 Zettingsprofielen voor proefdijk 2 op doorsnede A.



Figuur 13 Poriënwaterdrukspanning op proefdijk 2.

Parameter	Eenheid	Waarde uit Labo-proeven	Waarde uit Plaxis-simulatie
Grondmodel	-	-	SSC
Doorlatendheid	k_x/k_y m/s	10^{-9}	5×10^{-9}
Initieel Poriëngetal	e_0	1.95	1.95
Verandering van Doorlatendheid	c_k	0.1	0.3
Gemodificeerde Samendrukkingsindex	λ^*	0.0528	0.046
Gemodificeerde Ontlastingsindex	κ^*	0.0126	0.005
Gemodificeerde Krimpingsindex	μ^*	-	0.00175
Cohesie	c kPa	5-15	6
Wrijvingshoek	ϕ °	28-30	30
Ontbelastings-/belastings-Poissonverhouding	ν_u	-	0.35

Tabel 2 Parameterwaarden uit de simulatie (P.H. Yonatan et al. 2009).



Figuur 14 Zettingen op doorsnede A.

Deze proefdijk werd uitgerust met hydrostatische zettingsbuizen, piëzometers en waterspanningsmeters. De zettingsbuizen werden geïnstalleerd op vier doorsneden (A, B, C en D) langs de lengte van de dijk. Op elke doorsnede werden er twee zettingsbuizen op 10 m van elkaar geïnstalleerd. Dus zijn er in totaal 8 zettingsbuizen.

Figuren 12 en 13 tonen de meetresultaten voor de zettingsbuis en de poriënwaterspanning op doorsnede A. Het resultaat voor het zettingsprofiel over de doorsnede A is in figuur 13 weergegeven.

Zoals getoond in figuur 14, is in de doorsnede A de zetting in het midden van de dijk ongeveer 50 cm terwijl in doorsnede D de gemiddelde zetting 110 cm is. Er is dus een duidelijke toename van de zettingen van deze proefdijk naar het open bekken toe. Vergelijking van de opgemeten zettingen in de zones A en D leert dat in de zone A de maximale zetting nagenoeg in het midden optreedt. In de zone D is de plaats van maximale zetting opgeschoven naar het bekken toe.

NUMERIEKE SIMULATIE

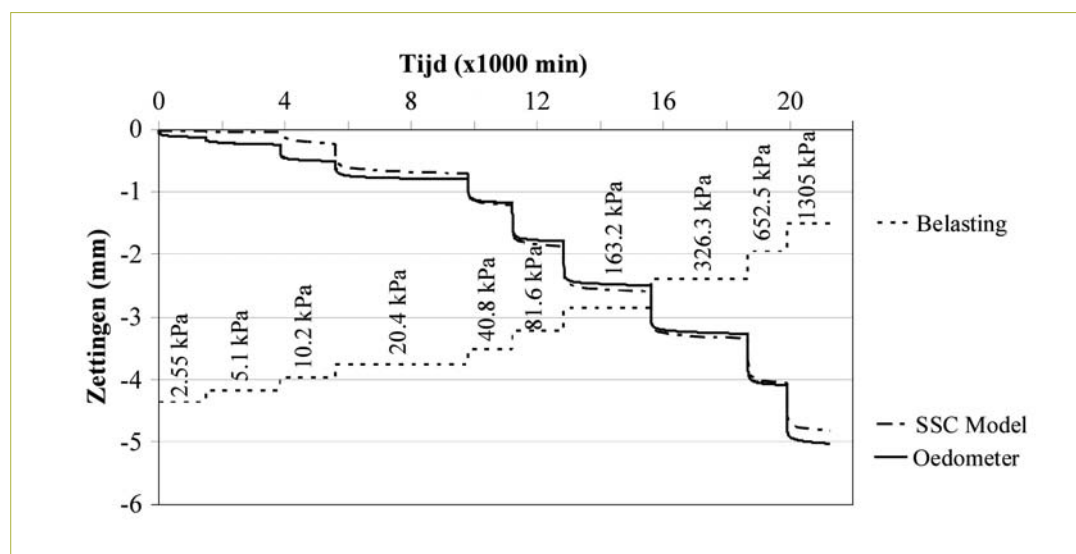
Het onduidelijke gedrag van de slib vestigde de aandacht op de vervormingen van de slibfunderingen. Daarom zijn er numerieke simulaties uitgevoerd om het gedrag van de dijk te evalueren. De stabiliteit van het talud werd geëvalueerd om de veiligheid van de dijk te bepalen en de zettingen werden berekend. Enkel de simulaties voor de tweede proefdijk worden hier besproken. De numerieke simulatie is uitgevoerd met PLAXIS versie 8. De Mohr-Coulomb (MC) en soft soil creep (SSC) grondmodellen zijn gebruikt voor het dijklichaam en het ondergelegen slib. De voorspelde zettingen uit de simulaties werden met de opgemeten zettingen vergeleken. Om de parameters van het SSC grondmodel te bepalen, werd een back-analyse van de 1-D labosamendrukkingproef met het SSC grondmodel uitgevoerd.

De back-analyse toonde dat het SSC grondmodel het opgemeten resultaat niet perfect kon nabootsen. Afwijkingen tussen de opgemeten en de gemodelleerde resultaten zijn duidelijk merk-

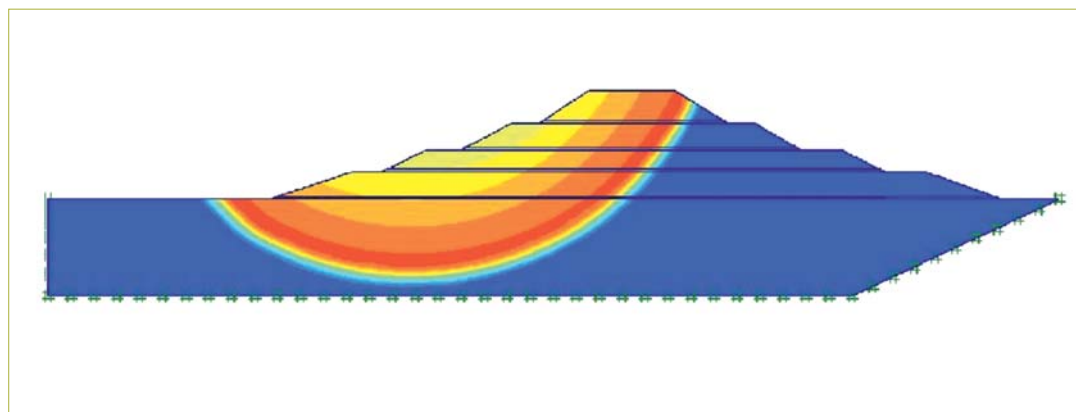
baar voor verticale spanningen kleiner dan 20 kPa en groter dan 1300 kPa. Deze fenomenen kunnen te wijten zijn aan de variatie van de samendrukbaarheid van het slib met de toename van de spanning evenals de initiële verzadigingsgraad van het monster [Tennekoon, 2007]. De lage doorlatendheid kan volledige verzadiging van het monster voorkomen en kan dus tot grotere dan normale onmiddellijke zettingen aanleiding geven terwijl in het model volledige verzadiging is vooropgesteld. Het model vertoont goede resultaten rond een verticale spanning van 160 kPa. Figuur 15 toont het resultaat van de back-analyse en tabel 2 vat de parameters uit de back-analyse samen. De gemodificeerde samendrukkingsindex en ontlastingsindex uit laboproeven voorgesteld in tabel 2 werden berekend gebaseerd op c_c (0.33) en c_r (0.043) volgens internationale genormaliseerde parameterverhouding van deze parameters, aangegeven in Plaxis versie 8 [Brinkgreve, R.B.J. et al. 2006]. De waarden uit de simulatie voorgesteld in tabel 2 werden toegepast voor de modellering van de oude sliblaag.

STABILITEIT VAN DE DIJK

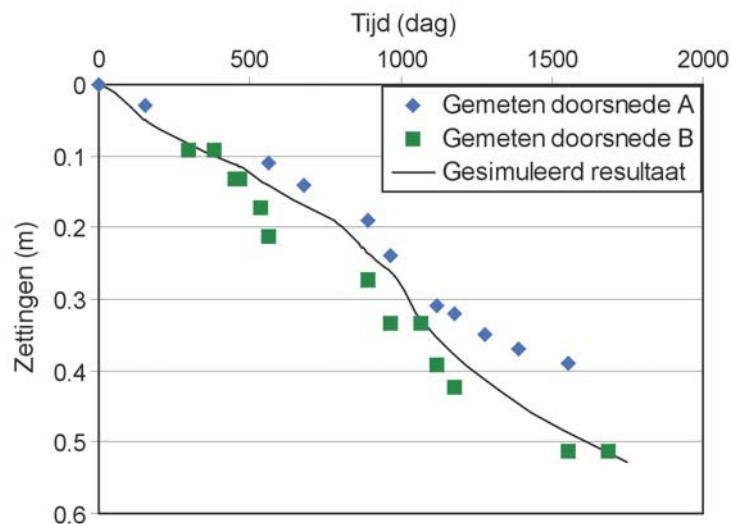
Om de stabiliteit van de dijk te beoordelen werd een stabiliteitsberekening uitgevoerd met de ϕ - c reductie methode. Deze methode is beschikbaar in Plaxis. De methode houdt in dat de sterkteparameters, $\tan \phi$ en c , achtereenvolgens gereduceerd worden tot de structuur bezwijkt. Zoals eerder vermeld werden MC en SSC grondmodellen gebruikt voor het dijklichaam en het ondergelegen slib. De afmetingen van de dijk werden weergegeven in figuur 1. De bestaande dijk of de zanddijk op de rechterkant wordt beschouwd als een vaste grens voor het slib. Dat wil zeggen dat bewegingen en vervormingen van deze dijk heel klein worden verondersteld en daardoor worden verwaarloosd. In totaal werd er gebouwd in 4 fases met 1 jaar consolidatieperiode tussenin. Dit plan werd niet helemaal gevolgd wegens verschillende redenen zoals de productiesnelheid van het slib. Bijvoorbeeld in doorsnede D werd de sectie opgebouwd in 5 maanden met ophogingen van ongeveer 4.5m. Het gedrag van deze dijk langs doorsnede D is dus interessanter dan in de andere doorsneden omdat de zettingen en poriënwaterspanningen evenals de mogelijkheid van bezwijking van de dijk groter zijn dan bij de andere doorsneden. Nochtans blijkt dat de dijk stabiel is tot nu toe en dat het ondergelegen slib een dijk van 10 m hoogte kan dragen. De resultaten van deze berekening zijn samengevat in tabel 3. Figuur 16 toont typische glijvlakken voor doorsnede D. Zoals verwacht verminderen de veiligheidsfactoren



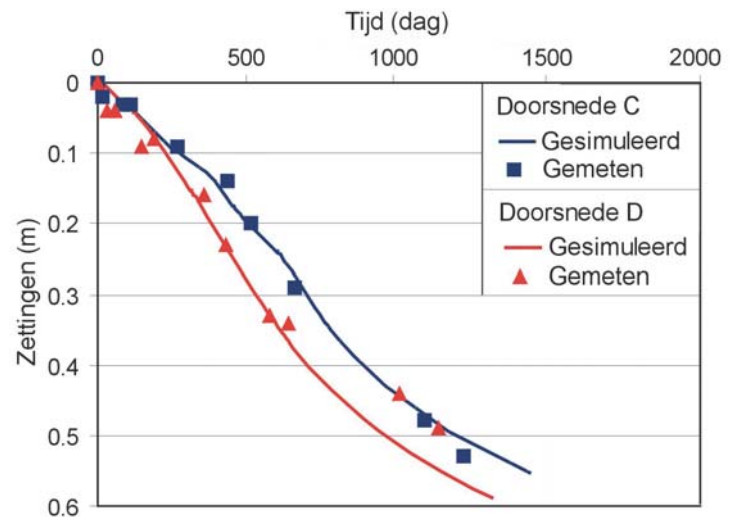
Figuur 15 Het resultaat van de simulatie van de oedometerproef met Plaxis.



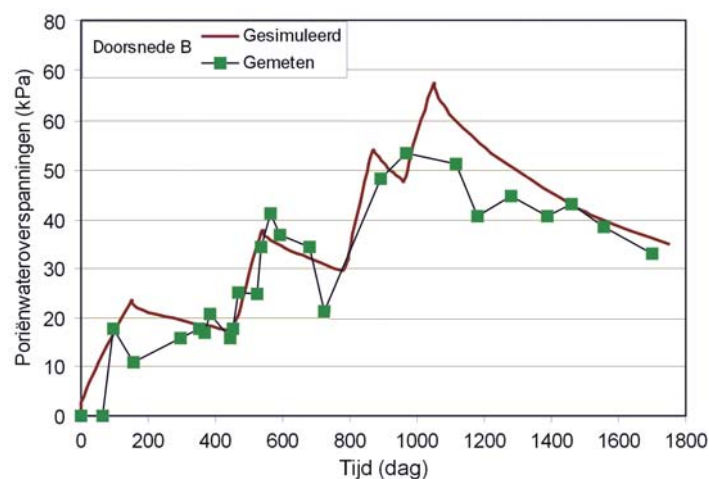
Figuur 16 Typische glijvlakken voor doorsnede D.



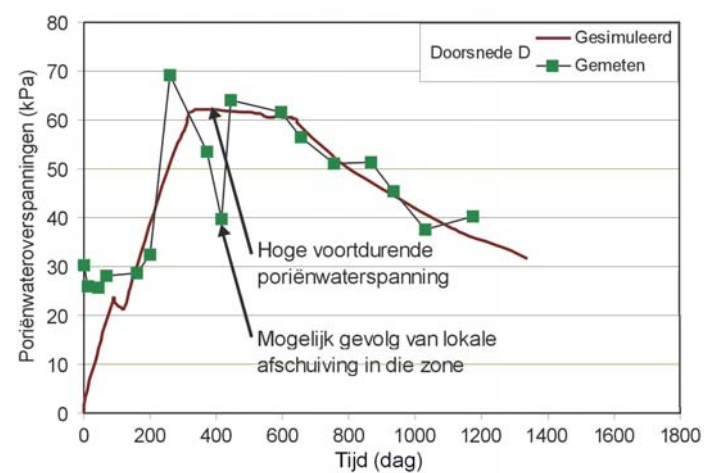
Figuur 17 Gesimuleerde en gemeten zettingen voor doorsneden A en B (P.H. Yonatan et al. 2009).



Figuur 18 Gesimuleerde en gemeten zettingen voor doorsneden C en D (P.H. Yonatan et al. 2009).



Figuur 19 Gesimuleerde en gemeten poriënwateroverspanningen voor doorsnede B (P.H. Yonatan et al. 2009).



Figuur 20 Gesimuleerde en gemeten poriënwateroverspanningen voor doorsnede D (P.H. Yonatan et al. 2009).

bij de toename van de dijkophogingen. In het algemeen is doorsnede A veiliger dan doorsnede B. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat de consolidatieperiode tussen de fases 1 jaar bedroeg bij doorsnede A. Dus hadden de poriënwateroverspanningen tijd genoeg om af te vloeien en werd er voldoende sterkte opgebouwd om de dijk te steunen. Anderzijds werden fase 2 en 3 van doorsnede D in slechts 5 maanden uitgevoerd. Bijgevolg, toch op het einde van fase 3, geeft de berekening een kritische veiligheidsfactor van 1.1 voor doorsnede D, waar de andere doorsneden een veiligheidsfactor van 1.5 hebben.

Nochtans, beide doorsneden zijn in kritische conditie op het einde van de 4de fase. De veiligheidsfactoren op lange termijn zijn meer dan 1.8 voor beide doorsneden zoals getoond in tabel 3.

Bij deze stabiliteitsberekeningen werd geen rekening gehouden met de eventuele reductie van de wrijvingshoek in het contactvlak met het geotextiel. In dit geval is het geotextiel geruwd, en de praktijk toont aan dat de reële veiligheidsfactoren hoger zijn dan de berekende.

Fase	Veiligheidsfactor	
	Doorsnede A	Doorsnede D
1	2.37	2.37
2	1.88	
3	1.51	1.10
4	1.15	1.08
Lange termijn	1.86	1.83

Tabel 3 Samenvatting van de veiligheidsfactoren.

SIMULATIE VAN ZETTINGEN

De resultaten van numerieke voorspellingen voor de zettingen samen met de opgemeten zettingen worden in figuren 17 en 18 voorgesteld. Als getoond in figuur 17 zijn de voorspelde zettingen uit de simulatie redelijk in overeenstemming met de opgemeten zettingen. De simulatieresultaten vallen binnen de gemiddelde waarden van opgemeten zettingen tussen doorsneden A en B. Bij de aanvang van de bouw is de overeenstemming tussen meting en simulatie beter. Dit is terug te voeren naar de toegepaste gedomificeerde samendrukkingsindex (λ^*) van de simulatie. Het ongeroerde monster voor het modelleren van de 1-D oedometerproef werd genomen in een zone waar compactiekrachten van de transport wagens kleinere invloed op de slibfunderingen hebben gehad.

Bij doorsneden C en D heeft de simulatie een nauwkeuriger voorspelling opgeleverd maar er zijn duidelijk verschillen tussen de opgemeten zettingen en de gesimuleerde zettingen in het begin van de constructie van de dijk. Nochtans zijn de absolute waarden van de zettingen tijdens de consolidatie niet veranderd. Dit toont aan dat het ongeroerde monster in overeenstemming is met de samendrukkingstoestand van het slib rond doorsneden C en D. Dit benadrukt ook dat er variaties in de samendrukkingstaat van het slib op het stortterrein bestaan. De laboproeven tonen ook variaties in samendrukkingstaat zoals getoond in figuur 6.

De simulatieresultaten van de poriënwateroverspanningen zijn in figuur 19 en 20 weergegeven voor doorsneden B en D. De berekende poriënwateroverspanningen tonen overeenstemming met de gemeten waarden voor beide doorsneden. Nochtans, de poriënwateroverspanningen van doorsnede D tonen een verschillende trend in vergelijking met die van andere doorsneden. Dit is wegens het feit dat het bouwen van fase 2 en 3 in enkel 5 maanden met beperkte consolidatieperiode uitgevoerd werd. Dit heeft hoge voortdurende waterspanningen voor een periode van bijna 1 jaar veroorzaakt. De dip in de poriënwateroverspannings curve in figuur 20 is mogelijk veroorzaakt door een lokale afschuiving in die zone.

Conclusies

Het algemene gedrag van het slib is goed vergelijkbaar met dat van klei. Omdat deze materialen sterk samendrukbaar en weinig draagkrachtig zijn, moet voldoende aandacht besteed worden aan de eigenschappen van het slib, waarbij tevens de geotechnische mechanismen die kunnen optreden bij ophogingen, moeten geanalyseerd worden. Dit onderzoek toont dat gefilterperst slib bruikbaar is als bouw materiaal voor de bouw van dijken.

Uit dit onderzoek is duidelijk gebleken dat er verschillen en gelijkenissen zijn tussen dit industrieel slib en kleiachtige grond. De deeltjes van het slib zijn bolvormig in plaats van plaatvormig. Het slib heeft ook een hoog watergehalte. Dit is het gevolg van de sterke aantrekking van watermoleculen bij het ontstaan van het slib. Ten gevolge daarvan gedraagt het slib zich anders bij cyclische droging en bevochtiging. Dit benadrukt het belang van de opmeting van negatieve poriënwateroverspanning of zuigkrachten. Verder onderzoek is nuttig om het uitzettings- en krimpgedrag van het slib te identificeren.

Uit de eerste en tweede proefdijk kunnen de volgende conclusies getrokken worden :

- de ophoging moet gefaseerd geschieden, omdat de doorlatendheid te klein is voor een snelle consolidatie en opbouw van cohesie en inwendige wrijving.
- het aanbrengen van drainerende tussenlagen versnelt de consolidatie
- de indringing van hemelwater moet vermeden worden door een afwerking onder lichte helling.

Referenties

- American Society for Testing and Materials (ASTM). 1994. *Standard classification of soils for Engineering Purposes*. ASTM D 2487, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04-08, Philadelphia, 206-216.
- American Society for Testing and Materials (ASTM). 1994. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. ASTM D 3080, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04-08, Philadelphia, 290-295.
- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., & Waterman, D. (eds). 2006. *Plaxis 2D – Version 8, Manual*. PLAXIS BV, Balkema, Netherlands.
- Burland, J.B. 1990. *On the compressibility and shear strength of natural clays*. *Géotechnique* 40 (3): 329-378.
- Delveaux, T. & De Broe, E. 1993. *Recyclage van afvalslib voor dijkbouw*. Thesis. Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, 133pages.
- Klein, A. & Sarsby, R.W. 2000. *Problems in defining the geotechnical behavior of wastewater sludges*. In T.B. Edil & P.J. Fox (eds), *Geotechnics of high content materials*, ASTM STP 1374: 74-87. West Conshohocken, Pa.
- Lancellotta, R. 1995. *Geotechnical Engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Nash D. F. T., Sills G. C. & Davison L.R. (1992) *One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar*. *Géotechnique* 42(2): 241-256.
- Op 't Eynde, S. & Michiels, T. 2005. *Stabiliteitsonderzoek van dijken gebouwd met en op industrieel slib*. Thesis. Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, 97pages.
- Yonatan, P.H. et al. 2008. *Management and re-use of contaminated industrial sludge from geotechnical point of View*. *Proceedings of the 1st International Conference on Hazardous Waste Management*. Chania, Crete, Greece, Technical University of Crete, Greece: 263.
- Yonatan, P.H. et al. 2009. *Construction of an embankment on and with an improved soft industrial sludge*. In Karstunen & Leoni (eds). *Proceedings of the 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soil – Focus on Ground Improvement*. Glasgow, Scotland, UK, CRC Press, Taylor & Francis Group: 444.
- Tennekoon, J. 2007. *Geotechnical characterization of an industrial sludge and numerical analysis of sludge dam behaviour*. PhD thesis. Katholieke Universiteit Leuven. Belgium. ■

Reageren op dit artikel?

Stuur dan uw reactie vóór 29 mei 2009 naar info@uitgeverijeducom.nl