

Stabiliteitsanalyses met ongedraineerde schuifsterkte voor regionale waterkeringen



Ing. T.A. (Alexander) van Duinen
Deltares, adviseur/onderzoeker



Ir. H. (Henk) van Hemert
STOWA, programmaleider
Regionale waterkeringen

Inleiding

Stowa onderzoekt de consequenties van het toepassen van ongedraineerde schuifsterkte in macrostabiliteitsanalyses voor boezemkaden. Hiervoor zijn door zes waterschappen case-studies gedaan. De uitwerking van de cases is verzorgd door de betrokken waterschappen, met ondersteuning van diverse ingenieursbureaus. Deltares heeft het onderzoek begeleid.

Aanleiding voor dit Stowa-onderzoek vormt een nieuwe methode voor het toetsen van macrostabiliteit van primaire waterkeringen, die binnen het onderzoeksprogramma WT12017 van Rijkswaterstaat door Deltares wordt ontwikkeld. Ten opzichte van primaire keringen is bij boezemkaden

vaak sprake van betrekkelijk lage effectieve spanningen. Vanwege dit verschil zijn de consequenties van het toepassen van deze nieuwe toetsmethode voor macrostabiliteit specifiek voor boezemkaden door Stowa onderzocht.

In de nieuwe toetsmethode voor macrostabiliteit wordt uitgegaan van de bezwijksterkte van grond en – wanneer de belastingsituatie daarvoor aanleiding geeft – van ongedraineerd grondgedrag. Met deze punten is de nieuwe rekenregel principieel afwijkend van de vigerende werkwijze. Deze huidige werkwijze voor de macrostabiliteitstoets voor waterkeringen gaat uit van de effectieve sterkteparameters cohesie en hoek van inwendige wrijving en is met name gebaseerd op de celproef.

Deze werkwijze werd ontwikkeld voor het beoordelen van de macrostabiliteit van boezemkaden (boezemkade-onderzoek door het Centrum Onderzoek Waterkeringen (COW)). Later werd deze werkwijze ook toegepast voor het ontwerpen en toetsen van dijken. Inmiddels wordt de celproef niet meer uitgevoerd en voorzien de recentste richtlijnen van het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) alleen in veiligheidsfactoren voor schuifsterkteparameters uit triaxiaalproeven.

Het ongedraineerd gedrag van klei- en veenlagen is een belangrijk aspect van het grondgedrag. Taludafschuivingen treden meestal snel op, binnen enkele uren of een dag. In deze korte periode vertoont klei en veen bij afschuiven ongedraineerd

| Case | Beheerder | Kenmerken kade | Aanleiding keuze case | Oordeel toetsing |
|--|--|--|---|-------------------------------|
| Bijleveldse kade te Kockengen | Hoogheem-raadschap De Stichtse Rijnlanden (HDSR) | H = 1,5 à 2,0 m Talud 1:1,5 Kleikade op veen | Vervorming en scheuren in de waterkering en de weg. | Onvoldoende |
| Oudelandsdijk te Purmerland | Hoogheem-raadschap Hollands Noorder-kwartier (HHNK) | H = 2,5 m Talud 1:2,5 Kleikade op veen en klei | Maatgevende situatie gecreëerd door boezempeil tot MBP op te hogen, waarbij kunstmatig werd berekend. Hierbij geen bezwijken of tekenen van enige vervorming. | Onvoldoende |
| Linker Rottekade te Bergschenhoek | Hoogheem-raadschap Schieland en de Krimpenerwaard (HHSK) | H = 5,0 m Talud 1:2,3 Klei op veen | Fors veenvolume in het kadelichaam, kade is steil en hoog, reeds ondergrondinfo aanwezig. | Net onder normwaarde (F=0,81) |
| Boezemkade in het Grote- of Achterwaterschap nabij Bleskensgraaf | Waterschap Rivierenland (WSRL) | H = 3,0 m Talud 1:2,5 Kleikade op veen en klei | Binnenwaartse stabiliteit onvoldoende bij toetsing. | Onvoldoende |
| Kade langs de Tjonger te Schoterzijl | Wetterskip Fryslân (WF) | H = 2,0 m Kleikade op veen | In 2011 onderzocht in een pilotonderzoek van WF. | Recent aangelegde kade. |
| Kade langs de Berkelse Zweth te Berkel en Rodenrijs | Hoogheem-raadschap Delfland | H = 5,0 m Kleikade op veen en klei | Handmatig gebouwde kade (dus kleikern op veen). Scheurvorming bij extreme droogte. Instabiliteit uit het verre verleden bekend. | Stabiliteit is relatief hoog |

Tabel 1 – Overzicht van de onderzochte cases.

Samenvatting

Bij het analyseren van de macrostabiliteit van taluds van regionale waterkeringen leidt het toepassen van de ongedraineerde schuifsterkte voor klei- en veenlagen tot hogere stabiliteitsfactoren dan het toepassen van de gangbare effectieve schuifsterkteparameters cohesie en hoek van inwendige wrijving. Dit is het resul-

taat van een consequentieanalyse, die is uitgevoerd door Stowa, Deltares, zes waterschappen en ingenieursbureaus. Uit de consequentieanalyse, waarvoor zes boezemkaden zijn onderzocht, kan worden geconcludeerd dat het rekenen met ongedraineerde schuifsterkte kansrijk is voor het toetsen van boezemkaden.

gedrag. Dit is het gevolg van de lage doorlatendheid van deze materialen. Door het deformeren en afschuiven ontstaan wateroverspanningen die niet voldoende snel kunnen dissiperen. Deze wateroverspanningen reduceren de mobiliseerbare schuifsterkte. Omdat ongedraineerd gedrag bij bezwijken van grond niet mag worden uitgesloten, moet voor macrostabiliteitsanalyses ongedraineerd grondgedrag worden beschouwd.

Cases

Zes waterschappen hebben het belang van de consequentie-analyse onderkend en zijn bereid gevonden in het onderzoek te participeren. Deze waterschappen hebben een case vanuit het eigen beheersgebied aangereikt en hebben voor deze locaties veld- en laboratoriumonderzoek laten uitvoeren.

Een overzicht van de participerende waterschappen en de door hen aangeleverde cases is weergegeven in Tabel 1. In Tabel 1 zijn ook enkele karakteristieken van de cases vermeld.

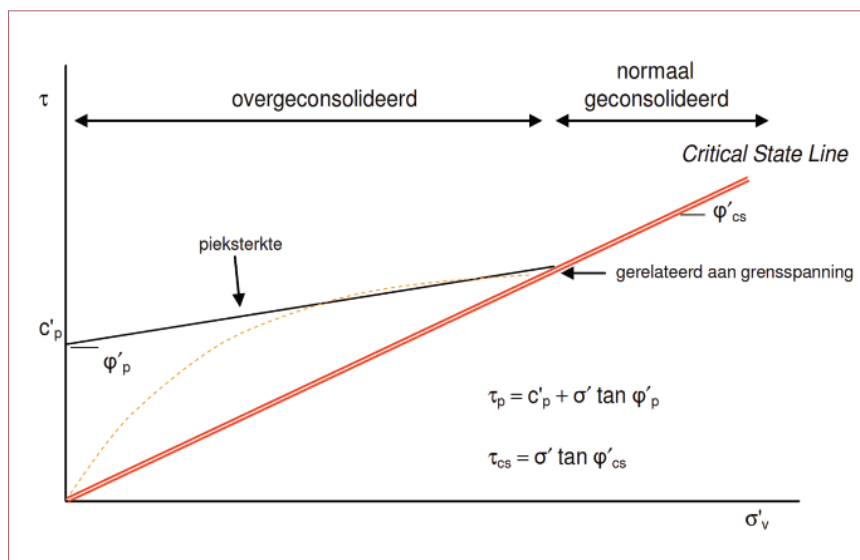
Beoordeling macrostabiliteit cases

Voor het beoordelen van de macrostabiliteit van boezemkaden en regionale waterkeringen kunnen de volgende scenario's worden onderscheiden:

1. Gemiddelde dagelijkse situatie met normaal boezempeil en normale neerslaggebieden en een gemiddeld niveau van het freatisch vlak in de kade.
2. Maatgevende situatie met maatgevend boezempeil (MBP) en grote neerslaggebieden en een hoog niveau van het freatisch vlak in de kade.
3. Situatie met grote droogte met normaal boezempeil en een laag niveau van het freatisch vlak in de kade.
4. Snelle val van de waterstand in de boezem (buitenwaartse macrostabiliteit).
5. Situatie tijdens de uitvoering van kadeverbeteringswerken (uitvoeringsstabiliteit).

De scenario's 2, 3 en 4 zijn onderzocht voor de zes cases. Bij de scenario's 2, 3, 4 en 5 is het goed denkbaar dat een eventuele taludinstabiliteit zich snel voltrekt (binnen enkele uren). Het grondgedrag is in dat geval ongedraineerd. Bij deze scenario's is daarom het beschouwen van ongedraineerd grondgedrag in de macrostabiliteitsanaly-

Figuur 1 –
Karakterisering
van de
schuifsterkte
volgens het
Critical State
Soil Mechanics
raamwerk
(CSSM).



ses relevant. Bij scenario 1 wordt bij een marginale of onvoldoende taludstabiliteit langzaam deformeren van de kade verwacht. In dat geval is het bezwijkgedrag van de grond gedraineerd. Omdat zowel de belastingsituatie op een kade als het grondgedrag verschillend zijn bij de scenario's, moet de taludstabiliteit voor alle scenario's worden onderzocht. Het beoordelen van de dagelijkse gemiddelde situatie is niet voorgeschreven in de huidige toetschema's, maar is voor boezemkaden wel relevant.

Het veld- en laboratoriumonderzoek voor de consequentieanalyse bestond uit sonderingen, bolsonderingen, boringen met ongestoorde monstername, waterspanningsmetingen, triaxiaalproeven op klei, direct simple shear proeven op veen, constant rate of strain proeven en classificatieproeven. Dit onderzoek is uitgevoerd volgens het protocol voor het uitvoeren van geotechnische laboratoriumproeven, dat recent door Stowa en Deltares is opgesteld [1].

Op basis van het veld- en laboratoriumonderzoek zijn de ondergrond en de waterspanningen geschematiseerd en zijn grondparameters bepaald. Voor het afleiden van de karakteristieke waarden en rekenwaarden van de schuifsterkteparameters van de grondlagen zijn vaste waarden voor de variatiecoëfficiënten en een fictief aantal van tien proeven toegepast. Dit om te voorkomen dat de

beperkte hoeveelheid proefresultaten per case het resultaat van de consequentie-analyse te veel zou beïnvloeden. De variatiecoëfficiënten zijn gebaseerd op ervaring uit het WTI-onderzoek. Er zijn indicatieve partiële veiligheidsfactoren toegepast voor de schuifsterkteparameters volgens de nieuwe toetsmethode. Deze veiligheidsfactoren zijn afgeleid in het WTI-onderzoek, maar nog niet definitief en niet officieel vastgesteld.

Voor alle scenario's zijn zowel stabiliteitsberekeningen volgens de nieuwe toetsmethode uitgevoerd (zowel met gedraineerde schuifsterkte als met ongedraineerde schuifsterkte) als berekeningen volgens de vigerende werkwijze met cohesie en hoek van inwendige wrijving, op basis van de bij de waterschappen beschikbare proevenverzamelingen, die volgens de vigerende leidraden en technische rapporten zijn opgesteld.

De glijvlakberekeningen zijn uitgevoerd met het Bishop glijvlakmodel en het glijvlakmodel Spencer-Van der Meij. De berekende evenwichtsfactoren zijn getoetst aan een schadefactor van 0,9 of 1,0, afhankelijk van de kadeklasse, en aan een overall veiligheidsfactor van 1,3, waar het om berekeningen met verwachtingswaarden van de schuifsterkte gaat.

Karakterisering grondgedrag

Bij het uitvoeren van macrostabiliteitsanalyses

wordt in de huidige adviespraktijk uitgegaan van het volgende model om de sterkte van de grond te bepalen:

$$\tau = c' + \sigma'_v \tan \varphi' \quad (1)$$

Hierin zijn:

- τ maximaal mobiliseerbare schuifsterkte (kPa),
- c' cohesie (kPa),
- σ'_v verticale effectieve spanning (korrelspanning) (kPa),

φ' hoek van inwendige wrijving ($^\circ$).

De cohesie c' en de hoek van inwendige wrijving φ' worden in de huidige praktijk afgeleid uit triaxiaalproeven (meertraps of enkeltraps procedure en 2% à 5% verticale rek) of uit celproeven.

In de nieuwe toetsmethode voor macrostabiliteit van dijken wordt uitgegaan van het zogenaamde Critical State Soil Mechanics raamwerk (CSSM) [2] [3]. In dit raamwerk wordt bij de beschrijving van

de schuifsterkte van de grond onderscheid gemaakt tussen de pieksterkte en de critical state schuifsterkte en tussen normaal geconsolideerd gedrag en overgeconsolideerd gedrag van de grond (zie Figuur 1).

De critical state van de grond is een belangrijk aspect. Voor het beoordelen van taludstabiliteit is de critical state van de grond een goede maat van de sterkte van de grond. In een validatie studie voor het eerder genoemde WTI-project is dit ook vastgesteld voor diverse Nederlandse dijken. De bezwijkomhullende voor de critical state van de grond wordt als volgt gedefinieerd:

$$\tau_{cs} = \sigma'_v \tan \varphi'_{cs} \quad (2)$$

Hierin zijn:

- τ_{cs} mobiliseerbare schuifsterkte op de critical state line (kPa),
- σ'_v verticale effectieve spanning (korrelspanning) (kPa),
- φ'_{cs} hoek van inwendige wrijving van de critical state line ($^\circ$).

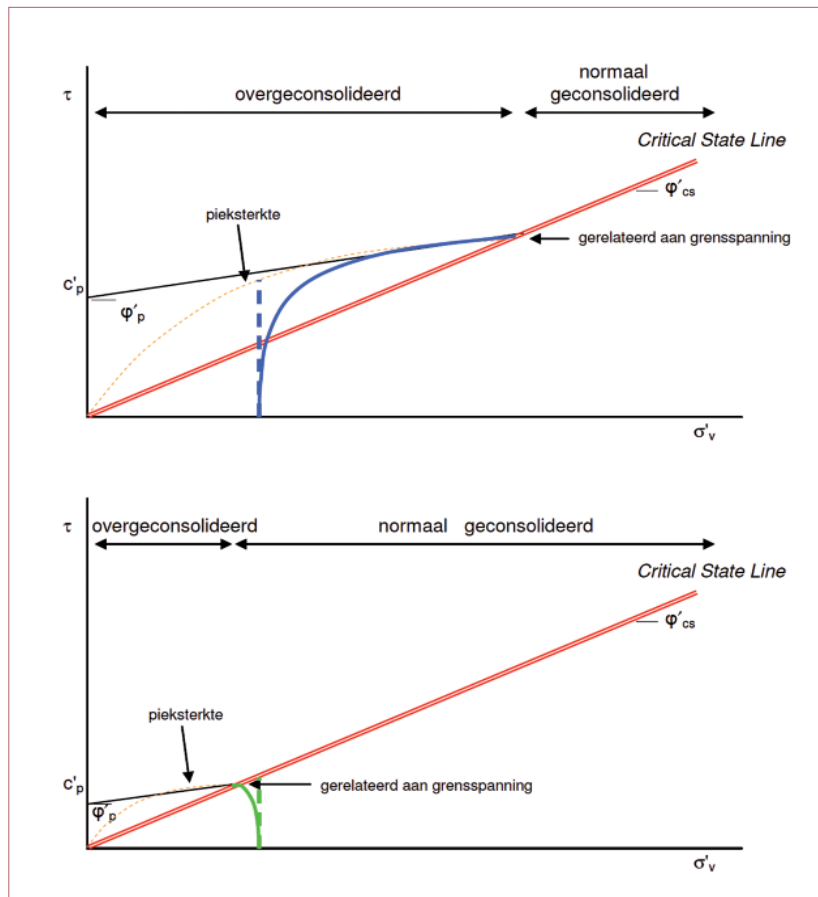
In deze definitie van de bezwijkomhullende van de critical state speelt cohesie geen rol. In het CSSM-raamwerk is cohesie het gevolg van overconsolidatie. De grond is overgeconsolideerd wanneer de grensspanning σ'_p hoger is dan de verticale effectieve spanning σ'_v . Wanneer grond overgeconsolideerd is, heeft de grond cohesie (bij de pieksterkte). Wanneer de grond normaal geconsolideerd is, heeft de grond geen cohesie. Bij een toenemende overconsolidatie en een toenemende grensspanning wordt ook de cohesie c'_p hoger (zie Figuur 1). Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de pieksterkte van overgeconsolideerde grond, is de cohesie c'_p van belang. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de critical state sterkte van de grond is cohesie niet van belang.

Voor het beoordelen van de taludstabiliteit kan ongedraineerd gedrag van de grond relevant zijn, namelijk wanneer een belastingverandering op een grondlichaam snel plaats vindt. De mate van overconsolidatie is bepalend voor de ongedraineerde schuifsterkte s_u die door de grond kan worden gemobiliseerd. De ongedraineerde schuifsterkte van de grond wordt als volgt bepaald [4]:

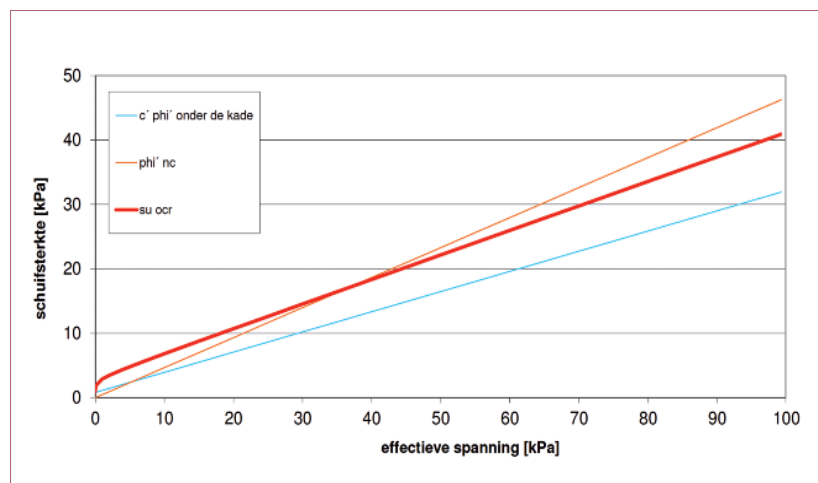
$$\tau = s_u = \sigma'_{v0} (s_u / \sigma'_{v0})_{nc} OCR^m, \quad \text{met } OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0} \quad (3)$$

Hierin zijn:

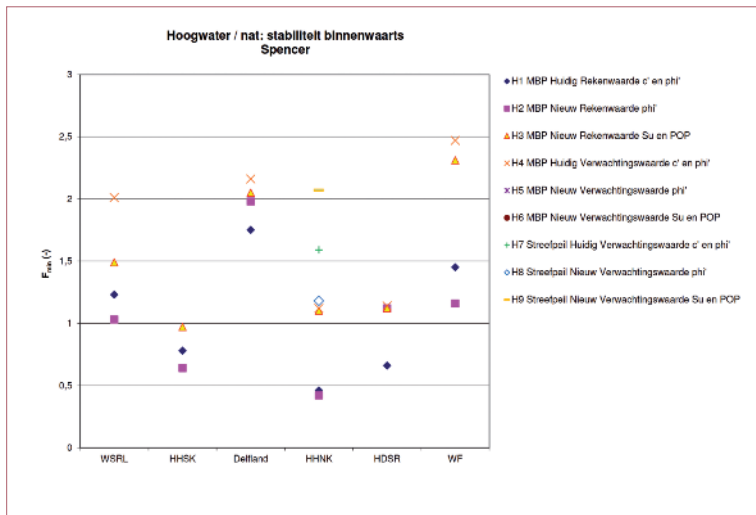
- τ mobiliseerbare schuifsterkte (kPa),
- s_u ongedraineerde schuifsterkte (kPa),
- σ'_{v0} in situ effectieve verticale spanning (korrelspanning) (kPa),



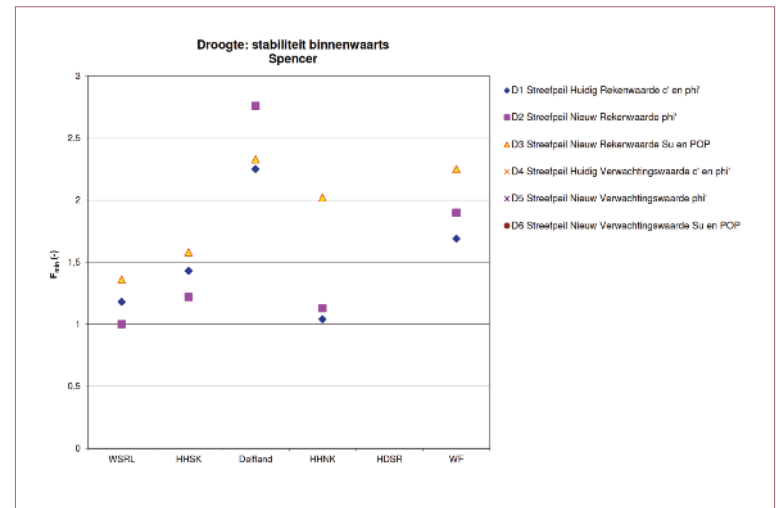
Figuur 2a, b - Ongedraineerd gedrag van grond weergegeven binnen het Critical State Soil Mechanics raamwerk. **a** De grond is overgeconsolideerd ($OCR > 1,0$). **b** De grond normaal geconsolideerd ($OCR = 1,0$).



Figuur 3 - Bezwijkomhullenden voor Hollandveen onder de kade bij de HNK case.



Figuur 4 – Berekende stabiliteitsfactoren voor het scenario hoogwater.



Figuur 5 – Berekende stabiliteitsfactoren voor het scenario droogte.

- $(s_u/\sigma'_v)_{nc}$ normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkeratio (-),
- OCR overconsolidatieratio (-),
- m sterkte toename exponent (-),
- σ'_p grensspanning (kPa).

De sterkte toename exponent m bepaalt in welke mate de overconsolidatieratio OCR doorwerkt op de ongedraineerde schuifsterkte. De exponent m ligt tussen 0,5 en 1,0. Voor de meeste kleisoorten is de waarde van m hoog, ongeveer tussen 0,7 en 1,0, met name bij lage waarden voor OCR [4] [5].

In Figuur 2 is het ongedraineerde gedrag van grond weergegeven binnen het critical state raamwerk. In figuur 2a is de grond overgeconsolideerd ($OCR > 1,0$). In Figuur 2b is de grond normaal geconsolideerd ($OCR = 1,0$). De actuele effectieve verticale spanning σ'_v is in de Figuren 2a en 2b gelijk. Ondanks dat het niveau van de actuele effectieve verticale spanning σ'_v in beide figuren gelijk is, is het niveau van de ongedraineerde schuifsterkte $\tau = s_u$ in Figuur 2a hoger dan in Figuur 2b. De overconsolidatieratio OCR is de oorzaak van dit verschil.

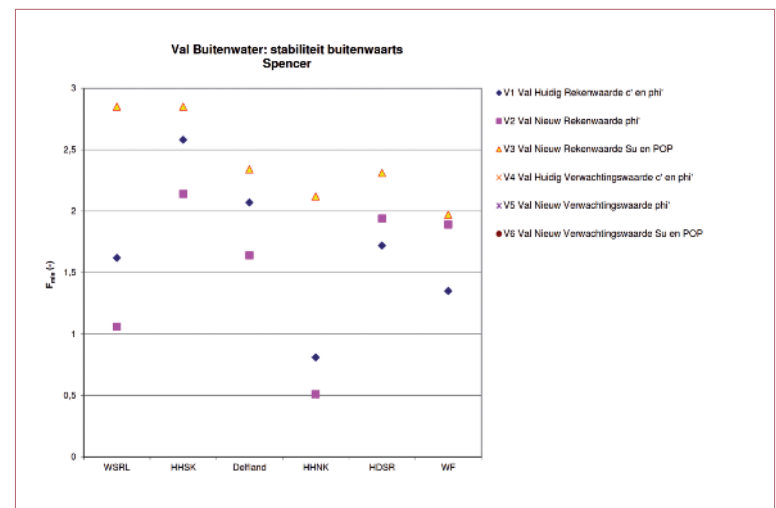
In het computerprogramma D-Geo Stability (en voorheen Mstab) wordt (vooralsnog in de huidige versie) met een vereenvoudigde vorm van formule (3) gewerkt:

$$\tau = s_u = (\sigma'_{v0} + POP) (s_u/\sigma'_v)_{nc} = \sigma'_p (s_u/\sigma'_v)_{nc} \quad (4)$$

De formules (3) en (4) zijn aan elkaar gelijk wanneer $m = 1$, want $(\sigma'_{v0} + POP) = \sigma'_p = \sigma'_{v0} \times OCR$. POP is de Pre Overburden Pressure = $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ (kPa). Wanneer $m < 1$ wordt de ongedraineerde schuifsterkte s_u met formule (4) iets overschat.

Ter illustratie van het voorgaande zijn in Figuur 3

Figuur 6 – Berekende stabiliteitsfactoren voor het scenario val buitenwater.



de bezwijkomhullenden voor Hollandveen onder de kade bij de HHNK case weergegeven. Het gaat om de bezwijkomhullenden volgens de vigerende werkwijze, de eindwaarde van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving en op basis van de ongedraineerde schuifsterkte. Bij de lagere spanningen geeft de werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte duidelijk een hogere bezwijkomhullende. De hogere mobiliseerbare schuifsterkte bij lage spanningen wordt veroorzaakt door de bijdrage van de grensspanning.

Resultaten

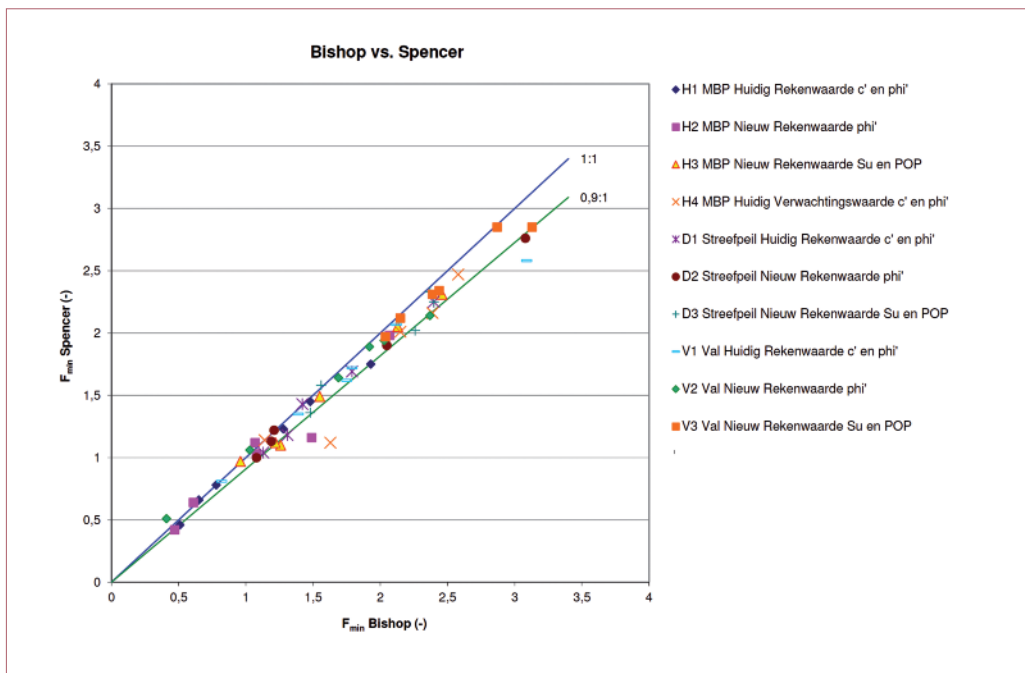
In de Figuren 4 tot en met 7 zijn de berekeningsresultaten voor alle cases en de verschillende scenario's weergegeven.

Voor alle cases is met ongedraineerde schuifsterkte een stabiliteitsfactor berekend die ruimschoots hoger is dan de stabiliteitsfactor op basis van de gangbare aanpak. Dit kan worden verklaard door de bijdrage van de grensspanning. De ongedraineerde schuifsterkte is onder andere afhanke-

lijk van de grensspanning (zie formule 3). De grensspanning is vaak in de orde van twee maal zo hoog als de effectieve verticale spanning. Dit resulteert in een hogere mobiliseerbare schuifsterkte (zie Figuur 3) en ook in een hogere stabiliteitsfactor.

De berekende stabiliteitsfactoren met de gangbare c' en ϕ' benadering zijn voor de cases HHSK, HHNK, HDSR lager dan de toetsnorm (Figuur 4). Voor de case WSRL is bij de toetsing ook een stabiliteitsfactor berekend lager dan de toetsnorm. Het lokale onderzoek voor deze consequentieanalyse heeft voor deze case geresulteerd in een gunstiger schematisatie van de grondopbouw en waterspanningen, waardoor de berekende stabiliteitsfactor met de gangbare c' en ϕ' benadering nu hoger is dan de toetsnorm.

Uitgaande van ongedraineerde schuifsterkte voldoet de berekende stabiliteitsfactor voor vrijwel alle cases aan de norm. Uitzondering is de case HHSK, met respectievelijk een berekende en vereiste stabiliteitsfactor van 0,96 en 1,0.



Figuur 7 – Berekende stabiliteitsfactoren met het Bishop glijvlakmodel en het Spencer glijvlakmodel.

Met de berekeningen met een hoek van inwendige wrijving wordt beoogd de lange termijn stabiliteit te beoordelen. Voor de cases HHSK en HHNK is de berekende stabiliteitsfactor lager dan de toetsnorm. Echter de berekeningen met rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving zijn uitgevoerd met MBP. Voor de analyse van de lange termijn stabiliteit mag het streefpeil als uitgangspunt worden gekozen. Hier is dus nog wat ruimte in de uitgevoerde analyses.

Voor het scenario droogte zijn berekeningen uitgevoerd met streefpeil en met een verlaagd volumegewicht van de veenlagen, voor zover deze boven het freatisch vlak liggen en niet zijn afgedekt door een kleilaag. Ook voor het droogte-scenario zijn de stabiliteitsfactoren op basis van ongedraineerde schuifsterkte hoger tot ruim hoger dan de stabiliteitsfactoren op basis van de vigerende werkwijze. De stabiliteitsfactoren van alle uitgevoerde berekeningen zijn hoger dan de toetsnorm, evenals bij de analyses met hoek van inwendige wrijving (Figuur 5). Hieruit kan worden afgeleid dat de stabiliteit tijdens droogte van de onderzochte kades voldoende is.

Voor het scenario snelle val van de buitenwaterstand geldt dat voor alle cases de berekening met ongedraineerde schuifsterkte een hogere stabiliteitsfactor geeft. De berekeningen laten tevens zien dat de stabiliteit voor de meeste cases voldoende is gewaarborgd (Figuur 6). Dit geldt voor alle karakteriseringen van de schuifsterkte. Uitzondering is de case HHNK, waarbij de buiten-

waartse stabiliteit alleen voldoende is met de berekening op basis van ongedraineerde schuifsterkte.

De hiervoor gepresenteerde berekeningsresultaten zijn gebaseerd op het Spencer-Van der Meij schuifvlakmodel. Alle berekeningen zijn ook uitgevoerd met het Bishop schuifvlakmodel. Het Spencer schuifvlakmodel geeft stabiliteitsfactoren die ongeveer gelijk zijn aan de stabiliteitsfactoren volgens het Bishop schuifvlakmodel of tot 10 à 15% lager liggen (Figuur 7). De lagere stabiliteitsfactoren van het Spencer-model worden veroorzaakt door het meenemen van de horizontale krachten in de evenwichtsbeschouwing en de vrije vorm van het schuifvlak.

Conclusies en vervolg

Het uitgevoerde onderzoek heeft aangetoond dat voor boezemkaden met de nieuwe toetsmethode voor macrostabiliteit een hogere schuifsterkte kan worden toegekend aan de grondlagen. Voor alle cases leidt de nieuwe toetsmethode tot een gunstiger beoordeling van de macrostabiliteit van de kaden dan vigerende werkwijze. Dit is een opmerkelijk resultaat, omdat in de eerder genoemde validatie-studie voor het WTI-onderzoek voor primaire keringen een gevarieerder en minder gunstig effect is gevonden. Dit verschil in resultaten kan worden verklaard door de relatieve bijdrage van de grensspanning in de stabiliteitsberekeningen. In kades bij relatief lage spanningen is het effect van de grensspanning groter dan bij primaire keringen waar de effectieve span-

ning meestal hoger ligt. Uit de uitgevoerde consequentieanalyse kan worden geconcludeerd dat de nieuwe toetsmethode leidt tot een hogere berekende stabiliteitsfactor voor boezemkaden. Dit gunstiger beeld van de stabiliteit sluit aan bij de ervaringen van de beheerder en in zekere zin de bewezen sterkte.

Het toepassen van de nieuwe toetsmethode vraagt een investering in parameterbepaling. Dit betreft het uitvoeren van veld- en laboratoriumonderzoek, maar daarnaast moeten waterschappen en ingenieursbureau's ook leren omgaan met de nieuwe manier van uitvoeren van veld- en laboratoriumonderzoek en de interpretatie en toepassing hiervan. Deze consequentieanalyse heeft daar een mooie aanzet voor gegeven, omdat verschillende waterschappen, ingenieursbureau's en grondonderzoeksbureau's betrokken zijn geweest.

Stowa is voornemens te werken aan een verdere uitwerking van de toetsmethode. Hierbij vraagt onder andere de parameterbepaling in het veld en in het laboratorium nog verdere aandacht. Ook de inpassing in de veiligheidsbenadering zal een plaats krijgen in het vervolgonderzoek.

Dankwoord

Alle betrokkenen van waterschappen, ingenieursbureaus en grondonderzoeksbureaus worden hartelijk bedankt voor hun inbreng in het project en de plezierige samenwerking.

Referenties

- [1] Greeuw, G., Duinen, T.A. van, Essen, H.M. van. *Protocol Laboratoriumonderzoek voor toetsing macrostabiliteit van dijken*. Geotechniek, jaargang 17, nummer 3, juli 2013.
- [2] Schofield, A.N. and Wroth, C.P. *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill, Maidenhead, 1968.
- [3] Wood, D.M. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge. 2007.
- [4] Ladd, C.C. *Stability evaluation during staged construction: 22nd Terzaghi Lecture*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991, 117(4), 537-615.
- [5] Jardine, R.J. and Hight, D.W. *Laboratory and Field Techniques for obtaining design parameters. Embankments on soft ground*, Public Work Research Center, Athens, Chapter 4, pp 245 – 296. ●