

Geotechniekdag, 28 oktober 2003

## Modellering van een gefaseerde ophoging

ir. François Mathijssen, Hydronic bv – Koninklijke Boskalis Westminster nv

### 1 INLEIDING

Voor de stabiliteit van een gefaseerde ophoging is een ongedraineerde analyse maatgevend. De ongedraineerde schuifsterkte kan worden bepaald uit effectieve en ongedraineerde sterkteparameters. Deze methoden staan bekend als de effectieve spanningsanalyse en de ongedraineerde spanningsanalyse met sterkte-toename. Beide ongedraineerde methoden kunnen, bij correcte parameterkeuze en modellering van het spanningspad, resulteren in vergelijkbare resultaten.

Allereerst worden de principes van beide methoden uiteengezet. Vervolgens wordt een grafische methode gepresenteerd voor het modelleren en opvolgen van een bouwfaserings. Aan de hand van een opgetreden taludinstabiliteit bij IJburg – Amsterdam worden de resultaten, volgend uit toepassing van beide methoden met verschillende rekenmodellen, uiteengezet.

IJburg is een landaanwinning op een extreem slappe ondergrond, waarbij in de plan- en uitvoeringsfase zowel effectieve als ongedraineerde parameters zijn bepaald. Verder zijn beide rekenmethoden gedurende de uitvoeringsfase door opdrachtgever en aannemer gebruikt voor de uitvoeringsbegeleiding. De keuze van IJburg als case voor het uitzetten van de modellering van een gefaseerde ophoging lag daardoor voor de hand.

### 2 THEORIE

#### 2.1 Effectieve versus ongedraineerde spanningsanalyse

##### Methode Bishop

De methode Bishop wordt veelvuldig toegepast voor stabiliteitsanalyses uitgaande van een cirkelvormig bezwijkvlak. Deze methode gaat uit van momentenevenwicht, waarbij de krachten tussen de verschillende lamellen niet geheel verwaarloosd worden. De weerstandbiedende kracht wordt bepaald door de schuifsterkte evenwijdig aan het bezwijkvlak te bepalen middels de wrijvingswet van Coulomb (zie vgl. (2-1)).

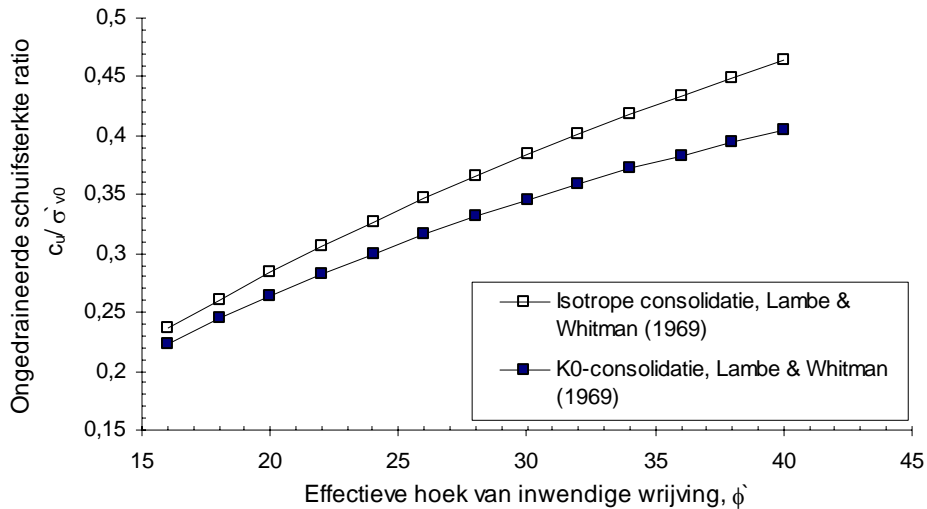
Voor gedraineerde berekeningen voldoet deze methode aan bekende limietwaarden. Voor ongedraineerde berekeningen kan simpelweg de ongedraineerde schuifsterkte  $c_u$  worden ingevoerd. In Nederland bestaat veel praktijkervaring bij een variant van de gedraineerde rekenwijze, waarbij de consolidatiespanning per laag kan worden ingevoerd, waardoor een toename in schuifsterkte wordt gemodelleerd. In veel gevallen wordt hierbij een gemiddeld consolidatiepercentage ingevoerd voor alle cohesieve grondlagen. Variatie van de wateroverspanningen langs het bezwijkvlak wordt in deze analyse niet meegenomen.

##### Ongedraineerd spanningspad, Lambe & Whitman

Volgens Lambe & Whitman (1969) kan uit de cirkel van Mohr de relatie tussen de effectieve sterkteparameters en de ongedraineerde schuifsterkte conform vgl. (2-2) worden afgeleid. Hieruit volgt dat de relatie tussen  $q_f$  en  $p'_f$  gelijk blijft ongeacht of het materiaal een gedraineerd of ongedraineerd spanningspad heeft doorlopen.

Door gebruikmaking van de poriënwater parameter  $A_f$  kan de relatie tussen de initiële consolidatiespanning en de resulterende ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald. In vgl. (2-3) is de relatie tussen de wateroverspanning volgens Skempton (1954) weergegeven. Voor volledig verzadigde gronden ( $B \approx 1$ ) kan vgl. (2-2) na enkele bewerkingen worden

uitgedrukt in de ongedraineerde schuifsterkte ratio  $c_u / \sigma'_{v0}$  (voor  $NC = 1$ ), zoals weergegeven in vgl. (2-4). In Tabel 2-1 zijn enkele typische waarden van  $A_f$  weergegeven. Voor een normaal geconsolideerde cohesieloze grondsoort ( $A_f \sim 0,8$  en  $c' = 0$ ) is in Figuur 2-1 de relatie tussen de effectieve en ongedraineerde parameters voor triaxiale compressie weergegeven. Het verschil in spanningspad zorgt voor een andere ongedraineerde schuifsterkte ratio, ondanks het feit dat dezelfde  $q_f - p'_f$  relatie geldt. Uitgaande van het bestaan van een duidelijk definieerbare triaxiaal- $\phi'$  voor cohesieve gronden zou gesteld kunnen worden dat ook voor een  $K_0$  grondconditie de ongedraineerde schuifsterkte ratio met uit CIU-proeven bepaalde sterkteparameters kan worden bepaald. Het uitvoeren van  $CK_0U$ -proeven zou dit kunnen bevestigen. De in vgl. (2-4) weergegeven relatie zou vrij eenvoudig in een glijvlakprogramma kunnen worden opgenomen.



Figuur 2-1 Relatie tussen effectieve en ongedraineerde parameters in triaxiale compressie ( $NC$ ;  $c' = 0$ ;  $A_f = 0,8$ )

**(Formuleblok 1)**

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \tag{2-1}$$

$$\sin \phi' = \frac{c_u}{c' \cot \phi' + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \tag{2-2}$$

$$\Delta u = B \Delta \sigma_3 + A_f (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \tag{2-3}$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{c' \cos \phi' / \sigma'_{v0} + \sin \phi' [K_0 + A_f (1 - K_0)]}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \tag{2-4}$$

Tabel 2-1 Typische waarden van  $A_f$ , Lambe & Whitman (1969)

Omschrijving	$A_f$
Klei met hoge gevoeligheid	0,75 – 1,50
Normaal geconsolideerde klei	0,50 – 1,00
Overgeconsolideerde klei	-0,50 – 0,00
Verdichte zandige klei	0,50 – 0,75

## Cam Clay model

Door Wood (1990) worden, aan de hand van een relatief eenvoudig Cam Clay model, de principes van grondgedrag en critical state grondmechanica uiteengezet. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een convex vloeiooppervlak welke geldig is voor isotroop geconsolideerde grond en derhalve afwijkt van doorgaans in de natuur voorkomende anisotropie. Deze vereenvoudiging maakt toetsing aan meestal isotroop geconsolideerde laboratoriumproeven gemakkelijk, terwijl voor diverse praktische toepassingen de verschillen niet groot lijken te zijn.

Verder wordt aangenomen dat het materiaal voldoet aan het postulaat van normaliteit, waarbij de plastische incrementele rekvector loodrecht staat op de vloeifunctie (Uitgaande van gelijkheid van plastische potentiaal en vloeifunctie). Door verschillende onderzoekers is middels experimenteel onderzoek aangetoond dat deze aanname gerechtvaardigd lijkt voor klei, maar niet voor zand.

Het modelleren van materiaalgedrag bij verschillende bezwijkproeven met het Cam Clay model resulteert in een uiteindelijke conditie waarbij plastische schuifvervorming oneindig kan doorgaan zonder verandering in volume of effectieve spanningen. Deze conditie van perfecte plasticiteit wordt de kritieke toestand genoemd.

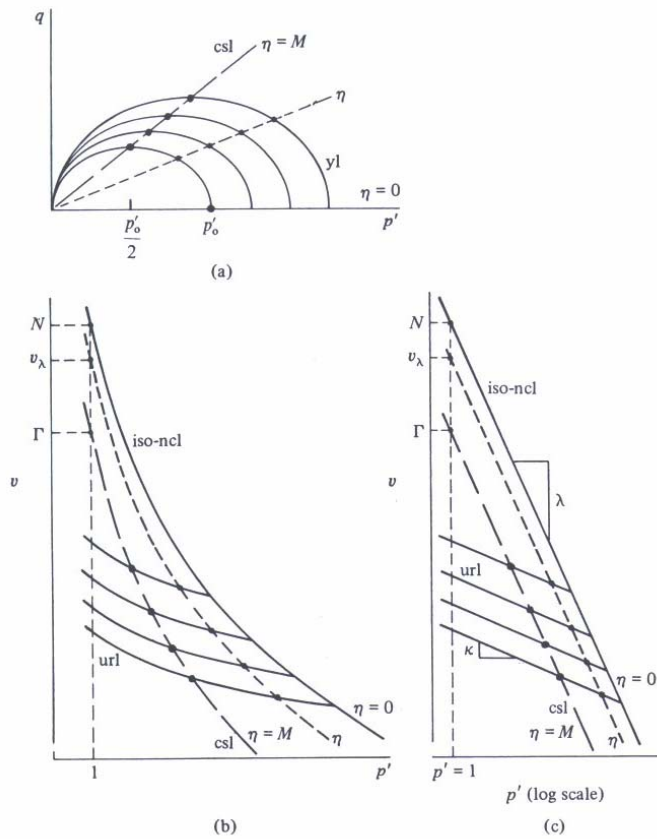
Deze perfecte plastische toestand wordt voor zowel normaal- en licht overgeconsolideerde als voor zwaar overgeconsolideerde grond bij gedraineerde en ongedraineerde proeven bereikt bij een spanningsratio  $\eta = M$ . Bij NC grond treedt het eerste vloeien op bij een spanningsratio  $\eta < M$ , waarna doorgaande belasting gepaard gaat met plastische verstijving (hardening), vergroting van het vloeiooppervlak en toename van de spanningsratio  $\eta$ . Bij zwaar overgeconsolideerde grond treedt het eerste vloeien op bij een spanningsratio  $\eta > M$ , waarna doorgaande deformatie gepaard gaat met plastische verzwakking (softening), verkleining van de vloeifunctie en afname van de spanningsratio  $\eta$ .

De formulering van de ongedraineerde schuifsterkte op het snijpunt van de lijn van kritieke toestand (critical state line) en de vloeifunctie is weergegeven in vgl. (2-5). Voor een isotroop geconsolideerd monster kan de ongedraineerde schuifsterkte in triaxiale compressie geformuleerd worden conform vgl. (2-6).

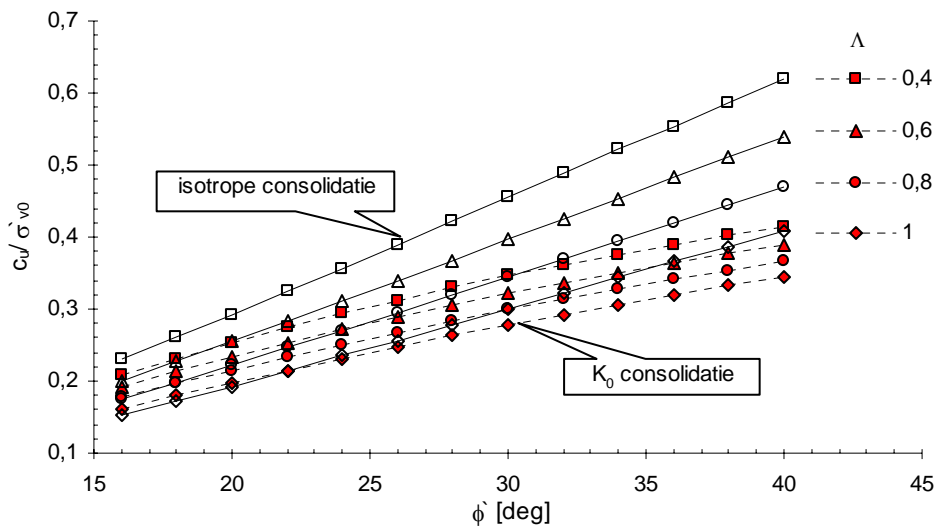
De ratio tussen overgeconsolideerde en normaal geconsolideerde monsters is onafhankelijk van de parameters  $M$  en  $r$  en is weergegeven in vgl. (2-7) voor gemiddelde spanningen en vgl. (2-8) voor verticale spanningen.

De drukratio  $r$  kan worden beschouwd als een extra parameter welke impliciet verbonden is aan de vorm van de vloeifunctie en plastische potentiaal. Voor het hier beschreven Cam Clay model geldt dat  $r = 2$  voor elke vloeifunctie voor een isotroop geconsolideerd monster ( $v_\lambda = N$ ). Een schematische weergave van het Modified Cam Clay model volgens Wood (1990) is weergegeven in Figuur 2-2.

In Figuur 2-3 zijn voor verschillende waarden van  $\Lambda$  de relaties tussen de ongedraineerde schuifsterkte ratio in triaxiale compressie voor een isotroop en  $K_0$  geconsolideerd monster weergegeven. Het verschil tussen isotrope en  $K_0$  consolidatie is groter terwijl de ongedraineerde schuifsterkte ratio in triaxiale compressie bij deze Cam Clay modellering lager is.



Figuur 2-2 Schematische weergave Modified Cam Clay model (uit: Wood, 1990)



Figuur 2-3 Ongedraineerde schuifsterkte ratio in triaxiale compressie versus  $\Lambda$  en  $\phi'$  voor  $K_0$  consolidatie en isotrope consolidatie volgens Cam Clay model (NC)

**(Formuleblok 2)**

$$c_u = \frac{M p'_f}{2} = \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right) \quad (2-5)$$

$$\frac{c_u}{p'_0} = \frac{M}{2} \left(\frac{p'_c/p'_0}{r}\right)^\Lambda \quad (2-6)$$

with

$$r = \frac{p'_c}{p'_{cs}} = \exp\left(\frac{v_\lambda - \Gamma}{\lambda - \kappa}\right) \quad \Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \quad M = \frac{q_{cs}}{p'_{cs}}$$

$$\frac{c_u / p'_0}{(c_u / p'_0)_{NC}} = \left(\frac{p'_c}{p'_0}\right)^\Lambda \quad (2-7)$$

$$\frac{c_u / \sigma'_{v0}}{(c_u / \sigma'_{v0})_{NC}} = \left(\frac{\sigma'_{vc} / \sigma'_{v0}}{p'_c / p'_0}\right) \left(\frac{p'_c}{p'_0}\right)^\Lambda \quad (2-8)$$

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = 0,11 + 0,0037 I_p \quad (\text{voor NC klei}) \quad (2-9)$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = S (\text{OCR})^m \quad (2-10)$$

## 2.2 Empirische relatie $c_u$ versus $\sigma'_{vc}$

Deze ongedraineerde schuifsterkte ratio volgend uit een Cam Clay modellering, zoals weergegeven in vgl. (2-8) heeft dezelfde vorm als de deels empirische relatie van Ladd (1991) welke is weergegeven in vgl. (2-10). De parameter S is de ongedraineerde schuifsterkte ratio voor normaal geconsolideerde gronden (OCR=1). De parameter m kan volgens Wood (1990) worden vervangen door  $\Lambda$ .

Deze relatie volgens Ladd (1991), tussen de ongedraineerde schuifsterkte en grensspanning, is een onderdeel van het SHANSEP principe (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties). Deze methode van ongedraineerde spanningsanalyse met sterktoename wordt voornamelijk internationaal toegepast.

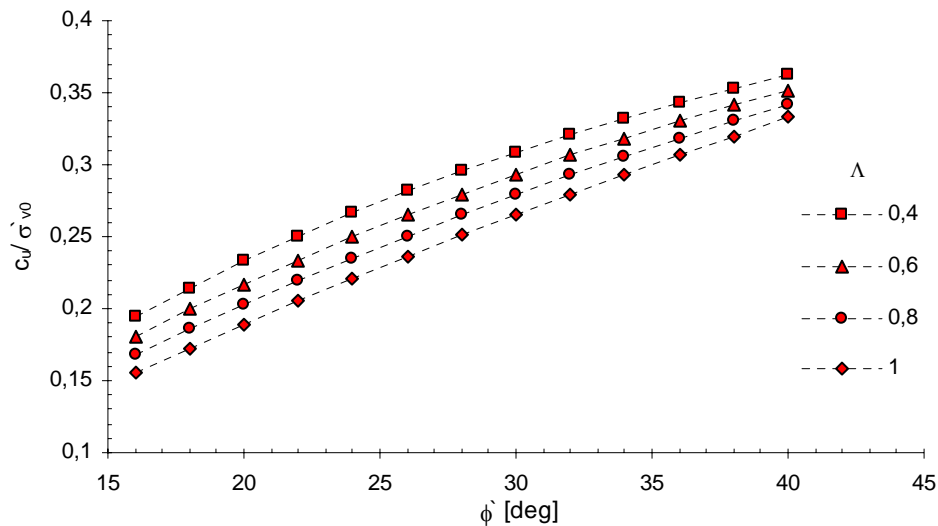
Skempton (1954) heeft op basis van meetgegevens van normaal geconsolideerde kleien de empirische lineaire relatie, zoals weergegeven in vgl. (2-9), tussen  $s_u / \sigma'_{v0}$  en de plasticiteitsindex  $I_p$  voorgesteld. Door Mesri (1975) is aangetoond dat, wanneer de ratio  $s_u / \sigma'_{v0}$  wordt vermenigvuldigd met de correctiefactor van Bjerrum voor bepaling van  $c_u$  uit vinproeven, er een constante waarde van 0,22 wordt verkregen.

Deze constante is materiaalafhankelijk en kan wijzigen wanneer de chemische samenstelling verandert door bijvoorbeeld uitloging. Door uitloging wordt de  $I_p$  gereduceerd, terwijl tegelijkertijd de ongestoorde sterkte afneemt. Canadeese quick clays vertonen soms een hogere ongedraineerde schuifsterkte ratio dan op basis van de plasticiteitsindex verwacht mag worden. Voor overeenkomende gevallen met zeer gevoelige kleien waarbij  $w_n > w_L$  stelde Bjerrum voor om gebruik te maken van de zogenaamde gemodificeerde plasticiteitsindex  $I_{pm}$  ( $I_{pm} = w_n - w_L$ ).

Op basis van velddata, ervaringsgegevens en CK<sub>0</sub>U laboratoriumproeven op verschillende materialen zijn door verschillende auteurs de in Tabel 2-2 gepresenteerde waarden voor de ongedraineerde schuifsterkte ratio gevonden. Deze waarden representeren de gemobiliseerde ongedraineerde schuifsterkte ratio langs een bezwijkvlak en middelen daardoor het verschil tussen triaxiale compressie, extensie en directe schuifsterkte uit. Voor een flauwe belastinggradiënt komt de gemobiliseerde schuifsterkte overeen met de proefwaarde uit de directe schuifproef. In Figuur 2-4 is de ongedraineerde schuifsterkte ratio weergegeven voor een Cam Clay model uitgaande van een middeling van de ratio uit triaxiale compressie en extensie. Toepassing van een  $\phi' = 20 - 22^\circ$  in een ongedraineerde analyse met effectieve parameters resulteert in een ongedraineerde schuifsterkte ratio van ~ 0,22. Toepassing van een hogere hoek van inwendige wrijving, in een ongedraineerde analyse met effectieve parameters, resulteert bij de huidige materiaalmodellen automatisch in een hogere ongedraineerde schuifsterkte ratio.

Tabel 2-2 *Ervaringsgegevens gemobiliseerde ongedraineerde schuifsterkte ratio*

Grondsoort	S	Auteur
Noorse quick clays	0,12	Bjerrum (1954)
Amerikaanse gelaagde klei	0,16	Ladd (1991)
Gevoelige kleien, ( $I_p < 30\%$ , $I_L > 1$ )	0,20	Ladd (1991)
Homogene kleien (CL en CH), ( $I_p = 20 - 80\%$ )	0,22	Mesri (1975), Ladd (1991)
Sedimentaire silt en organische afzettingen	0,25	Ladd (1991)
Typische waarden Nederlandse kleien	0,30	Vermeer ()
Veen	0,50	Magnan (1990)

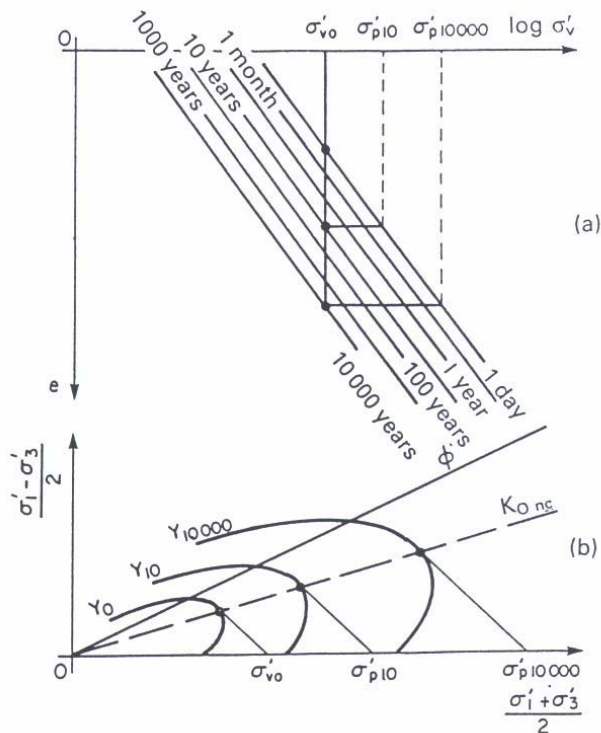


Figuur 2-4 Ongedraineerde schuifsterkte ratio voor DSS, volgens Cam Clay model ( $\sim \frac{1}{2} (TC + TE)$ )

In het voorgaande is aangetoond dat er in de huidige materiaalmodellen een uniek verband bestaat tussen de effectieve parameters en de ongedraineerde schuifsterkte ratio. Bij de keuze van de effectieve sterkteparameters dient de correlatie met ervaringsgegevens van de gemobiliseerde ongedraineerde schuifsterkte ratio beschouwd te worden.

Uitgaande van de relatie tussen deze ratio en de grensspanning kunnen volledig gekoppelde zetting en stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd. Bij een spanning kleiner dan de grensspanning treedt een zekere relaxatie op, waarvan de grootte afhankelijk is van de OCR en  $\Lambda$ . In Figuur 2-5 is het expanderen van de vloeifunctie gedurende seculaire compressie weergegeven waardoor de grensspanning (vloeisterkte) en daarmee de ongedraineerde schuifsterkte toeneemt. Tenslotte kan bij langdurige constante belasting door gelvorming of verkitting de structuur tijdelijk veranderen waardoor de grensspanning eveneens toeneemt (Brand et al., 1981; Leroueil et al. 1990). Bij overschrijding van deze grensspanning verbreekt deze structuur geleidelijk.

De analyse van de opgetreden taludinstabiliteit bij IJburg, zoals gepresenteerd in hoofdstuk 3, is uitgevoerd middels ongedraineerde analyse met effectieve sterkteparameters, volgens Bishop en het Soft Soil model (EEM Plaxis), en met ongedraineerde parameters met expliciete modellering van sterkte-toename volgens Ladd en Wood.



Figuur 2-5 Sterktetoename door seculaire compressie, (uit: Leroueil et al., 1990)

### 2.3 Grafische weergave bouwfaserings

Voor de opvolging van een gefaseerde ophoging wordt, zoals beschreven in CUR 162, soms gebruik gemaakt van de rode lijnen methode of van de totale of effectieve spanningspad methode.

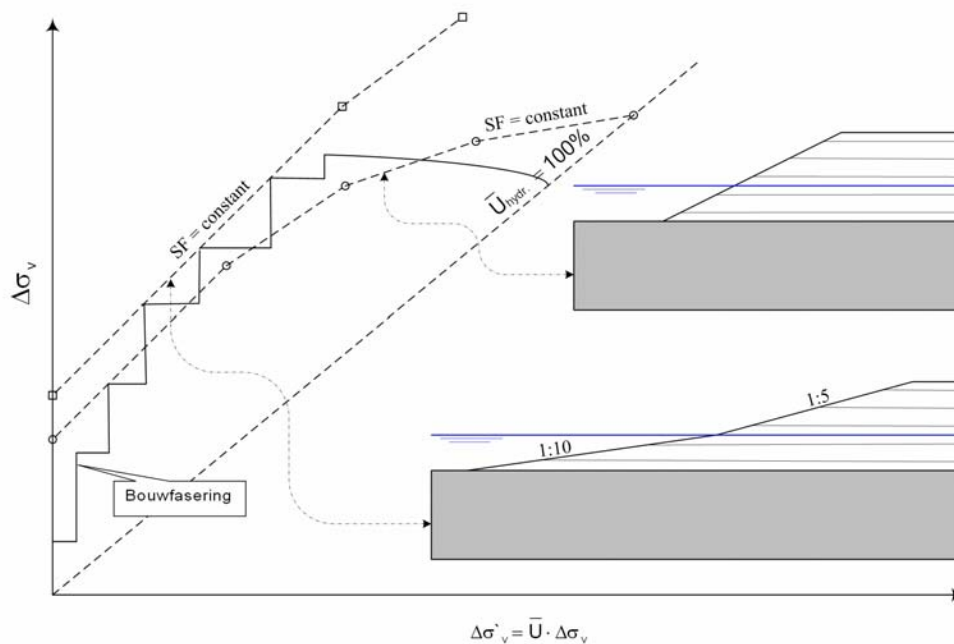
De hier beschreven methode is een grafische weergave van berekeningen, waarbij op de horizontale as de effectieve spanningstoename in de ondergrond wordt uitgezet en op de verticale as de belastingtoename, zie Figuur 2-6.

Op tijdstip  $t=0$  is er nog geen effectieve spanningstoename in de ondergrond en kan de maximale belastingtoename van de eerste constructieslag worden bepaald bij een vereiste veiligheidsfactor (=SF). Voor een willekeurige effectieve spanningstoename in de ondergrond en corresponderende zetting kan de volgende maximale belastingtoename bij vereiste SF worden bepaald. Deze aanpak dient te worden herhaald totdat een vloeiende stabiliteitslijn is ontstaan met constante veiligheidsfactor welke verder reikt dan de maximaal aan te brengen belasting.

De effectieve spanningstoename zoals toegepast in deze grafische weergave van de bouwfaserings is gedefinieerd als de effectieve spanningstoename onder een 1D ophoging. De wateroverspanning is bij deze modellering gelijk aan de aangebrachte belasting ( $B=1$ ), verminderd met de reeds opgetreden consolidatie. Door schuifspanningen geïnitieerde wateroverspanningen volgen wel/ niet uit berekeningen, doch deze worden niet expliciet in de grafische presentatie meegenomen. Op deze wijze worden interpretatieverschillen voorkomen.

De grafische weergave van de bouwfaserings heeft de volgende kenmerken:

- Signaalfunctie afwijkende rekenresultaten
- Invloed geometrische aanpassing op stabiliteit duidelijk zichtbaar
- Mogelijkheden optimalisering bouwfaserings eenvoudig waarneembaar
- Benodigde bouwtijd uit gesommeerde benodigde consolidatiepercentages, desgewenst spanningsafhankelijk, te bepalen
- Door plotten resultaten waterspanningsmeters of teruggerekende zettingsgegevens in deze grafiek kan bouwfaserings goed worden opgevolgd.



Figuur 2-6 Schematische weergave methode bouwfaseringsmethode

### 3 PRAKTIJKCASE IJBURG, AMSTERDAM

#### 3.1 Inleiding

##### 3.1.1 Algemeen

Er is een constante druk op ontwikkeling van nieuwe woongebieden in Amsterdam en omgeving. Na volbouwen van de groeicentra van omliggende gemeenten in de jaren 60 en stedelijke vernieuwing in de jaren 80 zijn nu voornamelijk de gebieden met een lastige ondergrond overgebleven. Ontwikkeling van juist deze gebieden vraagt een innovatieve aanpak van zowel opdrachtgever als aannemer.

IJburg, een kunstmatig eilandenrijk ten oosten van Amsterdam, is een voorbeeld van een landaanwinning op extreem slappe ondergrond welke succesvol is gerealiseerd dankzij een innovatieve aanpak. Voorafgaand aan de uitvoering van IJburg is van 1994 – 1995 een proefeiland gerealiseerd, waarbij het aanbrengen van dunne zandlagen met sproeitechnieken met en zonder geotextiel met succes is uitgetoet. Verder is verticale drainage in verschillende stramienafstanden geïnstalleerd waarna de geanalyseerde gegevens gebruikt zijn om consolidatieversnellende technieken te optimaliseren.

In de plan- en uitvoeringsfase heeft Ingenieursbureau Amsterdam de directievoering verzorgd, terwijl het grondonderzoek, ontwerp en uitvoeringsbegeleiding in handen van OMEGAM waren. Gedurende het als RAW bestek aanbestede werk heeft Combinatie IJburg, bestaande uit BallastHam, Boskalis bv en Fernhout, Hydronamic bv ingeschakeld om op kritiek geachte onderdelen tevens de uitvoeringsbegeleiding te verzorgen. Directe aanleiding hiervoor was de extreem slappe ondergrond, waarbij er grote bezorgdheid was over de mogelijke consequenties voor de kwaliteit van het werk als er grootschalige instabiliteiten zouden optreden.



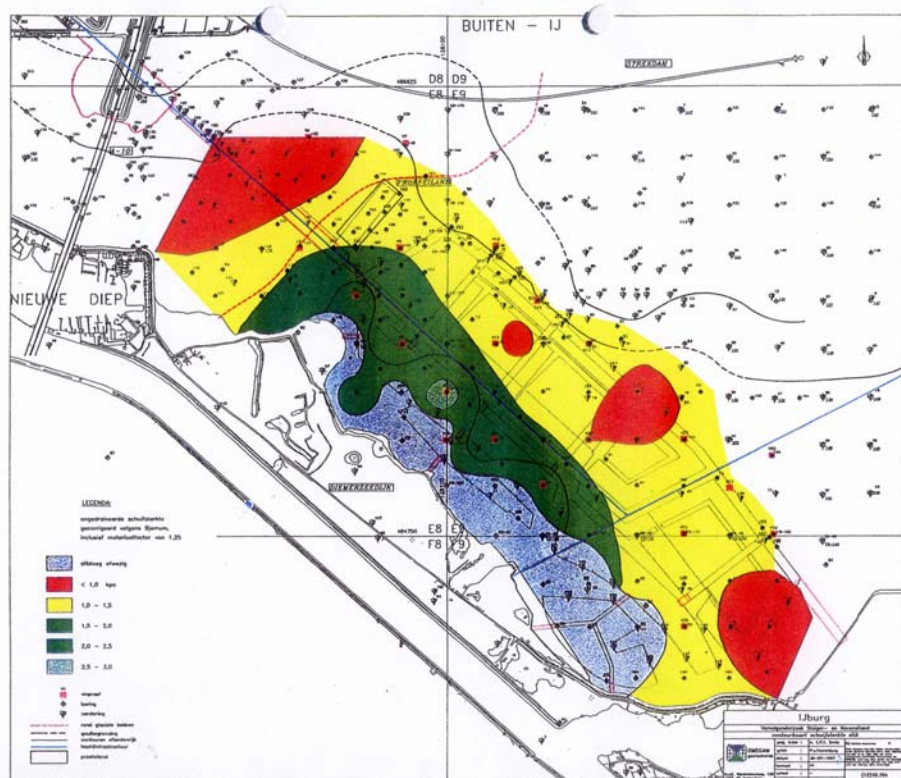
### 3.1.2 Geotechnische eigenschappen ondergrond

De grondgesteldheid ter plaatse van fase 1 is in kaart gebracht door OMEGAM door boringen uit te voeren op een stramienafstand van 200m. Op kritische punten en locaties waar discontinuïteiten werden aangetroffen is de onderzoeksafstand verder verkleind door aanvullende boringen en sonderingen uit te voeren.

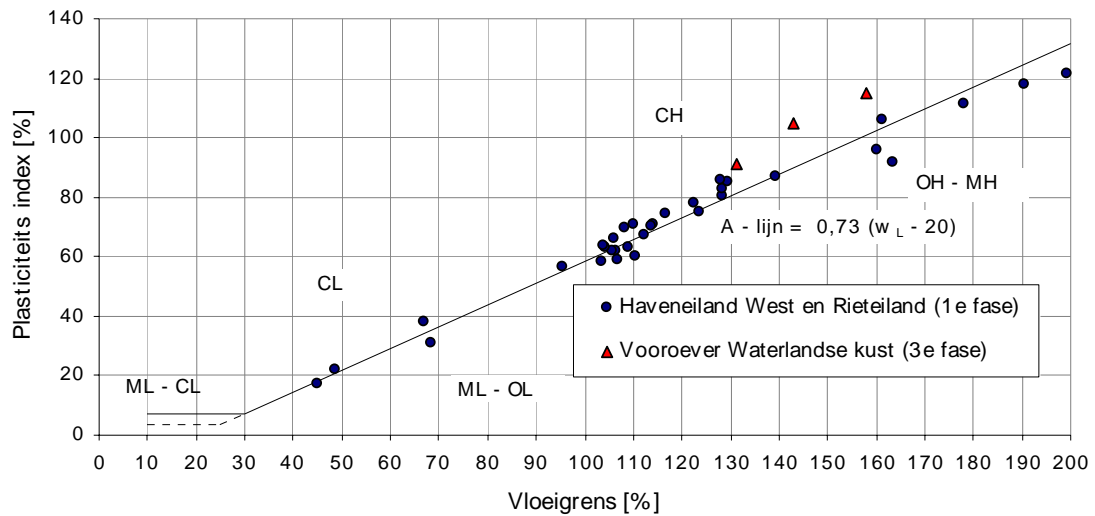
De waterdiepte in het IJmeer varieert globaal gesproken tussen 1,1m in het westen van IJburg en ~ 2,5m in het oosten. 's Zomers en 's winters wordt een constant meerpeil nagestreefd van respectievelijk 0,3 en 0,4m – NAP.

De toplaag bestaat uit een extreem slappe Holocene kleilaag (Zuiderzeeafzetting) met een dikte tot 4m welke op de Holocene klei en veenlagen liggen (afzetting van Duinkerke en Calais). De dieper gelegen Holocene lagen variëren in dikte van 6 – 12m, waaronder vervolgens het Pleistocene zand ligt. De geologische geschiedenis van het gebied is behoorlijk gecompliceerd, mede door het voorkomen van het nabijgelegen Oer-IJ aan de Noordwest zijde van IJburg. Dit is een oude hoofdaanvoergeul (~1000 VC) welke zorgde voor erosie van het voormalige veengebied en aanvoer van sedimenten. De locaties waar de slappe humeuze kleilaag met een lutumgehalte van ~ 40% het dikst is kunnen direct worden gerelateerd aan de ligging van het Oer-IJ.

Voor zowel stabiliteit als consolidatie en zettingen speelt de slappe Holocene kleilaag een dominante rol. De samendrukbaarheid van deze laag is met name tijdens de uitvoering van het proefeiland onderzocht. Voor de sterkteparameters van de slappe Holocene kleilaag zijn zowel effectieve als ongedraineerde parameters bepaald. Over het gehele gebied is, middels in situ vinproeven, de ongedraineerde schuifsterkte op verschillende diepten onder het bestaande bodemniveau bepaald. Van de volgens Bjerrum gecorrigeerde waarden van de ongedraineerde schuifsterkte 0,5m onder de bodem is een contourkaart samengesteld, welke in Figuur 3-1 is weergegeven. De variabiliteit van de ongedraineerde schuifsterkte over het gebied is erg groot, maar globaal kan worden gesteld dat de ongedraineerde schuifsterkte en slappe laagdikte toenemen van het Zuiden naar het Noorden (het dichtst bij het Oer-IJ). Op verschillende locaties zijn Atterbergse grenzen bepaald, welke zijn weergegeven in de plasticiteitskaart in Figuur 3-2. De slappe Holocene kleilaag kan worden geclassificeerd als een klei met hoge plasticiteit (deels CH en OH).



Figuur 3-1 Contourkaart ongedraineerde schuifsterkte (0,5m – bodem)



Figuur 3-2 Plasticiteitskaart

### 3.1.3 Uitvoeringsaspecten

In 1998 is door Combinatie IJburg begonnen met fase 1 van het eilandenrijk, waarbij de dunne zandlagen met grote nauwkeurigheid direct op de slappe ondergrond werden geplaatst met een computergestuurd sproeiponton (zie Figuur 3-3).

De eerste zandlaag heeft een dikte van  $0,40\text{m} \pm 0,05\text{m}$  met een effectieve breedte van 12m en een talud  $< 1:10$ . Door deze zandlagen aansluitend aan elkaar te construeren ontstaat een zanddeken van gelijke dikte. De volgende zanddeken is hier met in achtnaam van benodigd talud bovenop geplaatst. Alle onderwater lagen zijn met het sproeiponton aangebracht. Voor de zandlagen boven water is een conventioneel hydraulisch stort toegepast.



Figuur 3-3 Computergestuurd sproeiponton

Het zand voor fase 1 (~10 miljoen m<sup>3</sup>) is afkomstig uit de vaargeul Amsterdam Lemmer op 20km vaarafstand waar, middels een zogenaamde oemputmethode, het zand onder een ~ 10m dikke kleilaag is gewonnen tot ~ NAP – 30m. In een geschakelde natte ontgraving wordt eerst het bovenliggende kleipakket verwijderd en vervolgens het onderliggende zand gewonnen voor de landaanwinning van IJburg. Door de gebaggerde klei te deponeren in de op diepte gebrachte zandwindsleuf ontstaat een verdiepte vaargeul en hoeft er geen depotvolume voor de gebaggerde klei te worden aangewend.

De landaanwinning van fase 1 van IJburg is, behoudens de zanddam, over het gehele grondoppervlak (~ 200 hectare) aaneengesloten aangebracht. De kunstmatige eilanden zijn geconstrueerd door na consolidatie van de ondergrond kanalen te graven. Op deze wijze is een eilandenrijk gecreëerd waarbij de mogelijkheden voor wonen aan de waterkant is gemaximaliseerd bij een minimalisering van de taludlengte gedurende de kritieke constructiefase.

Gedurende de constructie van de landaanwinning zijn verschillende monitoringsinstrumenten geïnstalleerd. In totaal zijn gedurende fase 1 circa 170 zakbaken, 92 waterspanningsmeters en 10 inclinometers geïnstalleerd. Op 13 locaties zijn de verschilzettingen gemeten. De resulterende data is verwerkt, waarna verificaties en postdicties konden worden verricht. Een meer uitgebreide beschrijving van IJburg van planproject tot en met realisatie is weergegeven in De Leeuw et al. (2002).

## **3.2 Taludinstabiliteit Noordwest punt Haveneiland**

### **3.2.1 Ontwerpfase**

Door OMEGAM (1997-1, 1997-2, 1998) is een uitvoerig grondonderzoek uitgevoerd waarbij, op basis van de ervaringen opgedaan bij het profeiland, tevens de ongedraineerde sterkteparameters voor de sliblaag zijn bepaald. Voor wat betreft de samendrukking- en effectieve sterkteparameters is gebruik gemaakt van regionale datasets. Op representatieve doorsneden werd vervolgens gebruik gemaakt van de lokale geologische laagopbouw en volumegewichten.

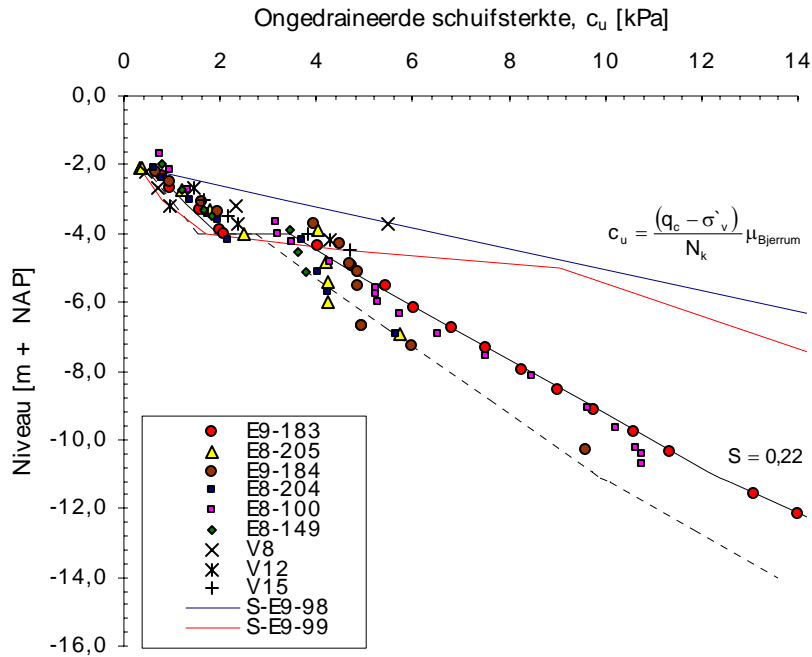
In de ontwerpfase zijn zettingsberekeningen uitgevoerd met een op de methode Koppejan gebaseerd rekenprogramma, terwijl voor de stabiliteitsberekeningen de methode Bishop met effectieve parameters is toegepast. Op enkele locaties zijn controleberekeningen uitgevoerd met Plaxis. Vanwege het feit dat de bouwfasering middels monitoring zou worden opgevolgd bedroeg de partiële materiaalfactor voor zowel gedraineerde als ongedraineerde parameters 1,25.

Bij het vaststellen van het ophoogschema werd voor de onder water gelegen sproeilagen uitgegaan van de ongedraineerde schuifsterkte, waarbij gekeken werd naar lokale waarden. Voor de ophoging boven water werd gebruik gemaakt van een ongedraineerde analyse met effectieve parameters met de methode Bishop, met in achtname van wateroverspanning in de cohesieve lagen en effectieve spanningstoename door reeds opgetreden consolidatie.

In de uitvoeringsfase zijn aanvullende ongedraineerde stabiliteitsberekeningen uitgevoerd met Slope/w en Plaxis uitgaande van een ongedraineerde analyse met sterkte-toename ( $S = 0,22$ ).

In Figuur 3-4 zijn de waarden van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de diepte weergegeven voor vinproeven, correlaties met sonderingen en grensspanning profielen van nabijgelegen boringen. De initiële ongedraineerde schuifsterkte varieert tussen 0,3 – 0,8 kPa en neemt toe met ~ 0,66 – 1 kPa/m<sup>1</sup>. Op 4m – NAP liggen de Holocene klei- en veenlagen en valt een toename in sterkte waar te nemen.

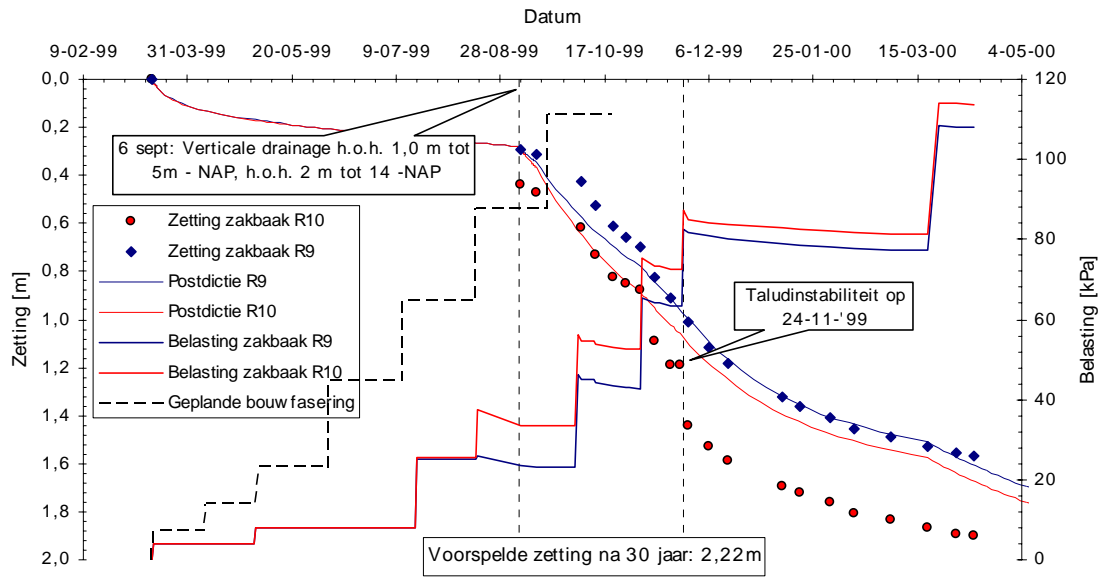
Tot 4m – NAP zijn er meetwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte afkomstig van gecorrigeerde vinproeven en correlaties uit sonderingen ( $N_k \sim 17$ ), welke in dezelfde range liggen. Voor de dieper gelegen Holocene klei en veenlagen zou, uitgaande van de waarden op basis van de correlatie met de conusweerstand, een hogere ongedraineerde schuifsterkte aangenomen kunnen worden.



Figuur 3-4 Ongedraineerde schuifsterkte versus diepte (aanvang werk)

Bij de uiteindelijke vaststelling van de bouwfaserings is uitgegaan van de resultaten volgend uit de ongedraineerde analyse met sterketoe name ( $S=0,22$ ). In Figuur 3-5 zijn de oorspronkelijke besteksfaserings en de uiteindelijk uitgevoerde bouwfaserings weergegeven. Vooral de tussentijdse consolidatieperiode voor de spoeilagen onder water is opgerekt. Door uitvoeringstechnische optimalisatie van inzet van de spoeipontons had dit geen gevolgen voor de totale constructietijd van de besteksfase. De representatieve dwarsdoorsnede aan de Noordrand van het Haveneiland bestaat uit een 1:10 onderwater talud en een bovenwater talud van 1:5.

Kort na het aanbrengen van een volgende spuitlaag van 1,2m, trad op 24 november 1999 een taludinstabiliteit op ter grootte van een voetbalveld, waarvan een foto is weergegeven in Figuur 3-6. Het bezwijkmechanisme leek deels op een klassieke afschuivings met lamellen en deels op een wegpersing van slap materiaal. De waterspanningsmeters in de buurt functioneerden al enige tijd niet goed en hadden hun signaalfunctie niet vervuld. Om maximale lering te trekken voor andere, toen nog uit te voeren, deelfasen van IJburg is deze instabiliteit gezamenlijk geanalyseerd.



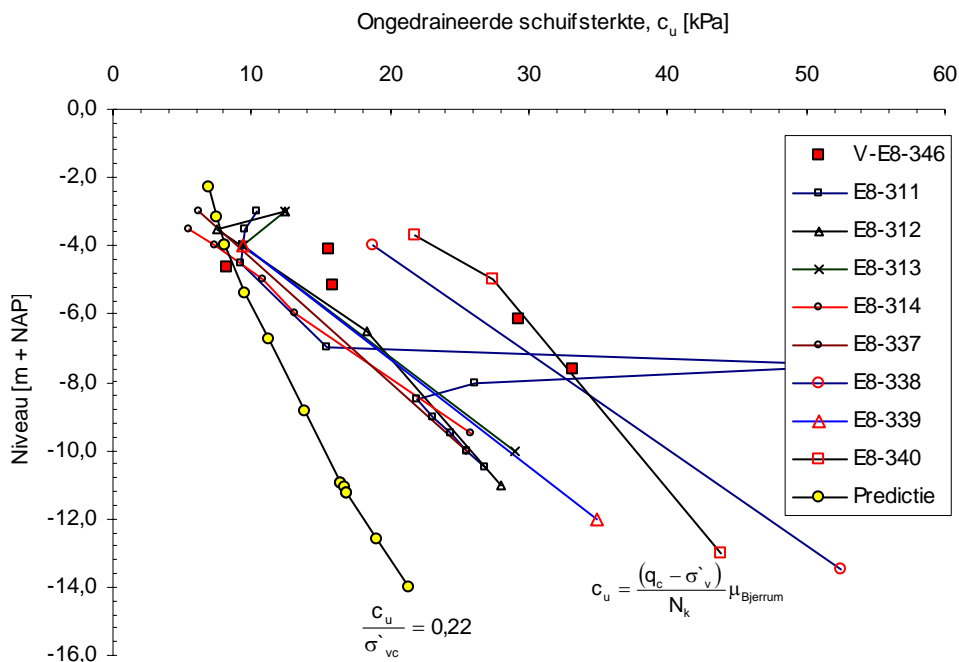
Figuur 3-5 Last-zakkingsdiagram t.p.v. afschuiving inclusief postdictie zettingen



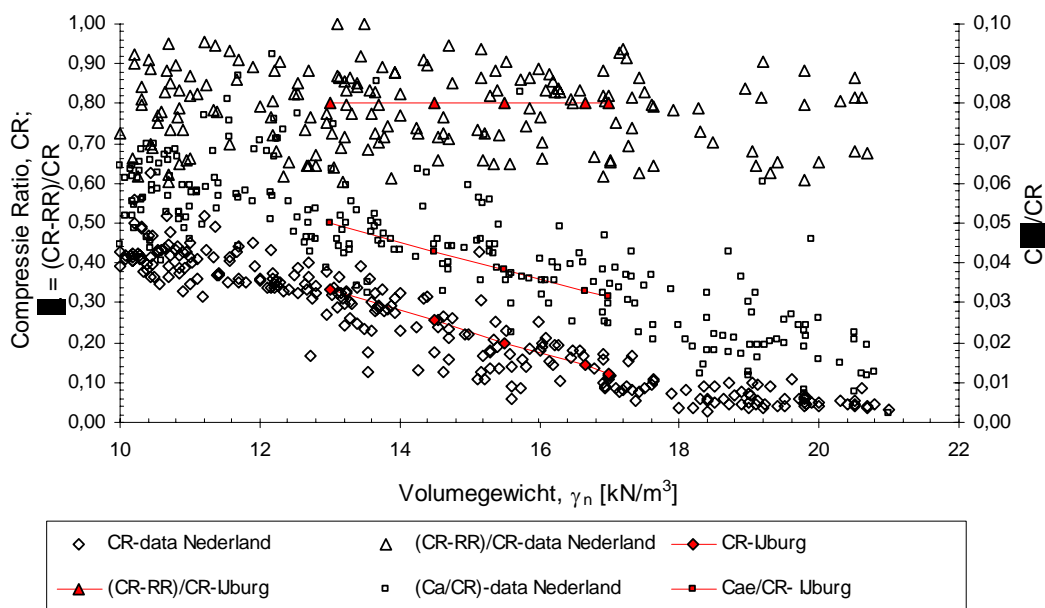
Figuur 3-6 Taludinstabiliteit Noordwest punt Haveneiland, 24 november 1999, (Foto: E.P.T. Smits)

### 3.2.2 Analyse na bezwijken

Kort na het optreden van de instabiliteit zijn verschillende in situ vinproeven en sonderingen uitgevoerd, ter bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte. De resulterende ongedraineerde schuifsterkte is in Figuur 3-7 weergegeven tezamen met de predictie op basis van de correlatie tussen ongedraineerde schuifsterkte en grensspanning. De waarden komen rond 4m – NAP redelijk met elkaar overeen. Voor de dieper gelegen lagen wordt de spreiding groter, hetgeen mogelijk verklaard kan worden door de aanwezigheid van siltig materiaal. De  $c_u$  waarden volgend uit de predictie voor de dieper gelegen Holocene klei en veenlagen wijken behoorlijk af van die volgend uit correlaties met de conusweerstand.



Figuur 3-7 Meetwaarden en predictie ongedraineerde schuifsterkte na instabiliteit



Figuur 3-8 Compressieparameters

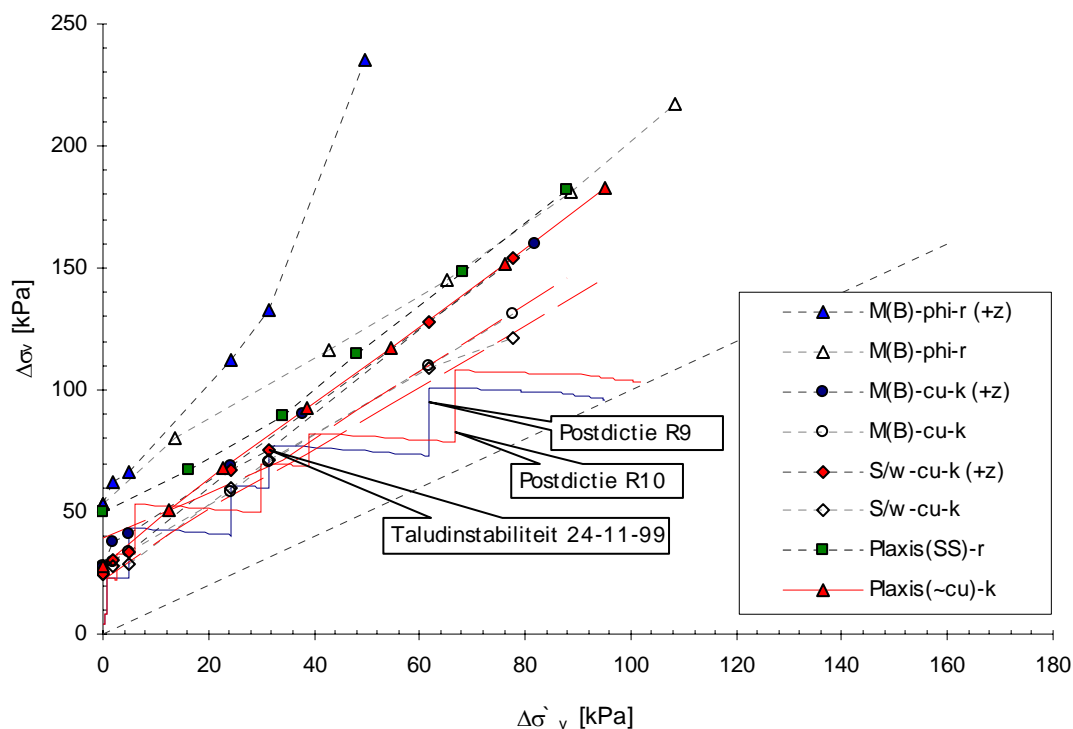
Tabel 3-1 Karakteristieke- en rekenwaarden grondparameters (kar./ reken)

E9-183	Laag [m] t.o.v. NAP	Variabel	-2,3 tot – 4,0	-4,0 tot – 6,8	-6,8 tot – 11,0	-11,0 tot – 11,3	-11,3 tot – 14,0
Parameter	Naam	Ophoog- zand	Klei, slap (2.1.1)	Klei, zwak siltig (2.2)	Klei, siltig (2.3.3)	Klei en silt (2.3.2)	Klei, matig vast (2.3.2)
Droog grondgewicht	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,0	13,0	14,5	15,5	16,65	17,0
Nat grondgewicht	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20,0	13,0	14,5	15,5	16,65	17,0
Doorlatenheid	k [m/dag]	0,01	1e-4	2e-3	1,3e-3	2e-3	2e-3
Young's modulus	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	5000	700	-	-	-	-
Primaire Compressie	$\lambda^*$ [-]	-	0,1444	0,1114	0,0866	0,0619	0,0536
Ontl. Herbelasten	$\kappa^*$ [-]	-	0,0289	0,0223	0,0173	0,0124	0,0107
Poisson ratio	$\nu$ [-]	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Pre Overburden Pressure	POP [kPa]	-	4,5	15	15	15	15
Initiële schuifsterkte	$c_u$ [kPa]	-	0,74	-	-	-	-
Incrementele toename $c_u$	$\dot{c}_u$ [kPa/m <sup>1</sup> ]	-	0,66	-	-	-	-
Gem initiële schuifsterkte	$c_{u-gem}$	-	1,3	5,0	9,5	12,4	14,8
Effectieve cohesie	$c^*$ [kPa]	0,0	3,3/ 2,6	6,5/ 5,2	0,0/ 0,0	6,4/ 5,1	6,4/ 5,1
Inwendige wrijvingshoek	$\phi^*$ [°]	32,5/ 30,0	22,7/ 18,9	31,9/ 26,6	17,5/ 17,5	27,2/ 22,7	27,2/ 22,7
Dilatantiehoek	$\psi$ [°]	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Aan de hand van de aanvullende grondinformatie en de zettingsgegevens van zakkbaken R9 en R10 is de instabiliteit op de volgende wijze geanalyseerd:

- Geologisch profiel en grondparameters.** Op basis van in de afschuiving en in de omgeving gelegen boringen is het representatieve grondprofiel beschouwd (E9-183). Voor de volumegewichten zijn lokale waarden uit nabij gelegen boringen gebruikt. De effectieve sterkteparameters komen uit een regionale proevenverzameling. De compressieparameters (RR, CR en  $C_{\alpha\epsilon}$ ) zijn bepaald op basis van de aanwezige volumegewichten uit ervaringsgegevens op andere locaties in Nederland (zie Figuur 3-8). De karakteristieke parameters en rekenwaarden zijn weergegeven in Tabel 3-1.
- Postdictie zakbaakgegevens.** De nabij en in de afschuiving gelegen zakkbaken R9 en R10 zijn gebruikt om, aan de hand van de last- zakkingsgegevens, de zettingen terug te rekenen. Hierbij is gebruik gemaakt van een Isotache modellering met Angelsaksische parameters. De laagopbouw, grondparameters, gefaseerde ophoging en last- en zettingsgegevens dienen als invoer. De equivalente consolidatiecoëfficiënt van het grondmassief met verticale drainage is bepaald middels de methode van Asaoka zoals beschreven door Dykstra & Joling (2001). Door variatie van de grensspanning op basis van reële waarden uit het reeds bekende  $c_u$  -profiel zijn de zettingen teruggerekend (zie Figuur 3-5). Voor de verschillende grondlagen is de resulterende POP weergegeven in Tabel 3-1.
- Stabiliteitsberekeningen.** Aan de hand van de initiële grensspanning is de initiële ongedraineerde schuifsterkte bepaald uitgaande van  $\Lambda=0,8$  en  $c_u / \sigma'_{vc} = 0,22$ . Het verloop van de effectieve belastingtoename en de effectieve spanningstoename, volgend uit de postdictie van de zakbaakgegevens, is weergegeven in Figuur 3-9. Verder zijn hier de rekenresultaten van effectieve spanningsanalyses en ongedraineerde spanningsanalyses met verschillende programma's grafisch gepresenteerd, resulterend in zogenaamde stabiliteitslijnen.
- Analyse bouwfaseren en stabiliteitslijnen.** Aan de hand van het verloop van de teruggerekende bouwfaseren en stabiliteitslijnen uit de verschillende berekeningen zijn de instabiliteit, de parameters en de rekenmethodiek geanalyseerd.

Op de stabiliteitsberekeningen en de analyse van de bouwfaseren en stabiliteitslijnen wordt nu nader ingegaan.



Figuur 3-9 Postdictie bouwfaserings en stabiliteitslijnen volgens uit ongedraineerde stabiliteitsanalyse met effectieve en ongedraineerde parameters ( $SF = 1,05 \pm 0,01$ )

Tabel 3-2 Codering ongedraineerde stabiliteitsberekeningen

Code	Sterkteparameters	Soort parameters	Medeneming zetting
M(B)-phi-r (+z)/ M(B)-phi-r	Effectieve	Rekenwaarden	Ja/ Nee
M(B)-cu-k (+z)/ M(B)-cu-k	Ongedraineerde	Karakteristieke	Ja/ Nee
S/w-cu-k (+z)/ /w-cu-k	Ongedraineerde	Karakteristieke	Ja/ Nee
Plaxis (SS)-r	Effectieve	Rekenwaarden	Ja
Plaxis (~cu)-k	Effectieve	Karakteristieke	Ja

De ongedraineerde stabiliteitsberekeningen, waarvan de verklaring van de codering is weergegeven in Tabel 3-2, zijn uitgevoerd met MStab (M(B)), Slope/w (S/w) en Plaxis. Voor verschillende bouwfases is de toelaatbare belasting bepaald waarbij de veiligheidsfactor gelijk is aan  $1,05 \pm 0,01$ . De effectieve en ongedraineerde sterkteparameters, welke zijn weergegeven in Tabel 3-1, komen niet overeen met de weergegeven relaties in hoofdstuk 2. De rekenresultaten worden daarom apart geanalyseerd.

Wanneer de berekeningen met de ongedraineerde parameters worden geanalyseerd in Figuur 3-9 valt op dat hier sprake is van zeer goede overeenkomsten. Bij de eerste paar bouwfases worden in Slope/w en Plaxis lagere toelaatbare belastingen gevonden door aanwezigheid van horizontale bezwijkvlakken (maatgevend mechanisme is wegpersen). Na toename van de effectieve spanningen voorbij de grensspanning ontstaat een meer uniforme sterkte en daarmee een meer cirkelvormig bezwijkvlak. Het modelleren van zettingen in de stabiliteitsberekeningen heeft een groot aandeel in extra toelaatbare belasting.

Bij de vergelijking van de effectieve spanningsanalyse in MStab met de methode Bishop en Plaxis met rekenwaarden valt op dat MStab voor deze situatie een bovengrensbepaling van de stabiliteit representeert. Wanneer opgetreden zettingen in MStab buiten beschouwing worden gelaten komen beide modelleringen bij grote effectieve spanningstoename redelijk overeen. Dit is niet het geval voor de situatie met medeneming van zettingen. De schijnbaar grotere stabiliteit wordt veroorzaakt door de grotere sterkte toename loodrecht op het glijvlak bij gebruikmaking van de wrijvingswet van Coulomb. Dit fenomeen wordt mede veroorzaakt doordat de variatie van de wateroverspanningen langs het bezwijkvlak lastig te voorspellen is en slechts schematisch is te modelleren.



De stabiliteitslijn van ongedraineerde Plaxis berekeningen met rekenwaarden van de effectieve parameters ligt aanvankelijk ver boven die van de ongedraineerde parameters, doch loopt na circa 40 kPa effectieve spanningstoename evenwijdig aan de stabiliteitslijn van de ongedraineerde analyse met ongedraineerde parameters. De effectieve cohesie volgend uit de regionale karakterisering van de laboratoriumproeven, verantwoordelijk voor de initiële grotere toelaatbare belasting, is terecht nooit toegepast bij het vaststellen van de bouwfaserings van de eerste sproeilagen. De hogere ligging in Figuur 3-9 van de stabiliteitslijn Plaxis(SS)-r, t.o.v. die van verschillende volledig ongedraineerde stabiliteitslijnen worden veroorzaakt door de impliciet toegepaste hogere ongedraineerde schuifsterkte ratio. Uit Figuur 2-3 en Figuur 2-4 volgt dat een ongedraineerde schuifsterkte ratio van 0,22 ongeveer overeenkomt met  $\phi' \sim 20^\circ$  in een ongedraineerde analyse.

Ter verificatie van deze waarde in Plaxis is in de rekenserie Plaxis(~cu)-k het uit de postdictie van de zakbaakgegevens resulterende spanningspad gemodelleerd met voor alle grondlagen een effectieve hoek van inwendige wrijving van  $20^\circ$ . In Figuur 3-9 valt waar te nemen dat de resulterende stabiliteitslijn bijna exact overeen komt met de analyses met ongedraineerde parameters in MStab en Slope/w.

De gestippelde lijnen in Figuur 3-9 geven de rekenwaarden weer van de stabiliteitslijnen met ongedraineerde parameters en de Plaxis(SS)-r analyse met effectieve parameters ( $\phi' \sim 20^\circ$ ), bij gebruikmaking van een partiele materiaalfactor van 1,25. Uit de teruggerekende bouwfaserings van zakbaken R9 en R10 en de rekenwaarden van beide stabiliteitslijnen valt op te maken dat in situ sterkte van de grond hoger moet zijn. Op basis van de huidige beschikbare gegevens kan geen harde uitspraak worden gedaan over de exacte in situ sterkte en waarde voor S. De lokale variabiliteit in volumegewichten, ongedraineerde schuifsterkte profielen (zie Figuur 3-4 en Figuur 3-7) en de aanwezigheid van dieper gelegen Holocene klei- en veenlagen in de directe omgeving van boring E9-183 zijn bekend. Op basis hiervan lijkt de aanname van de aanwezigheid van een hogere ongedraineerde schuifsterkte ratio dan 0,22 gerechtvaardigd. Toepassen van een hogere waarde, zoals 0,3 (Vermeer) of 0,5 (Magnan), is zonder zorgvuldige laboratoriumanalyse moeilijk te kwantificeren.

Voor de vervolgfases van IJburg is veiligheidshalve gerekend met rekenwaarden van de in situ ongedraineerde schuifsterkte en een ongedraineerde schuifsterkte ratio van 0,22. Deze methode bleek zeer succesvol en heeft geresulteerd in een veilige constructie van grotere ophogingen op nóg slechtere ondergrond dan bij boring E9-183. Tijdens enkele ophogingen binnen deze veiligheidsfilosofie zijn grote vervormingen gemeten hetgeen een indicatie is dat er niet met een te hoge veiligheidsmarge is opgehoogd.

Bij de opgetreden instabiliteit op de Noordwest punt van IJburg is nadien een lange rusttijd in acht genomen waarna een berm van 10m is geconstrueerd en in kleinere slagen is opgehoogd. Vervolgens is door middel van droog grondverzet de resterende grondmoot aangevuld.

## 4 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Dankzij de techniek van het computergestuurd sproeien was het mogelijk om een landaanwinning te realiseren op extreem slappe ondergrond ( $c_{u0} \sim 0,3 - 0,8$  kPa). Door gebruikmaking van verschillende rekenmethoden en empirie zijn diverse optimalisaties bereikt en kan een vergelijkbare landaanwinning sneller worden gerealiseerd.

De opgetreden instabiliteit aan de Noordwest punt van het Haveneiland is gebruikt om de verschillende rekenmethoden kwalitatief te toetsen. Zoals in deze publicatie verwoord, zijn de beschikbare grond-, meetgegevens en bouwfasering geanalyseerd volgens de effectieve spanningsanalyse en ongedraineerde spanningsanalyse met verschillende rekenmodellen. Analyse van de postdictie van de bouwfasering, aan de hand van de zakbaakgegevens, in combinatie met de uit de berekeningen volgende stabiliteitslijnen, resulteert in de conclusie dat modellering van de bouwfasering conform een ongedraineerde spanningsanalyse met sterktoename een juiste keuze was.

Deze rekenmethode is met succes toegepast voor de volgende lastigere constructiefasen van IJburg met in achtnaam van lokale variaties in grondeigenschappen en tijdelijke hogere belastingen bij natte aanvulling. Het uitvoeren van een ongedraineerde analyse middels effectieve parameters met de methode Bishop wordt sterk afgeraden voor extreem slappe ondergrond.

Het modelleren van een gefaseerde ophoging met zowel effectieve spanningsanalyse als ongedraineerde spanningsanalyse verhoogd het inzicht in grondgedrag en mogelijke risico's. Door een grafische weergave van de rekenresultaten van de stabiliteitsberekeningen kunnen de berekeningen op consistentie wijze worden gecontroleerd. Verder kan met een beperkt aantal berekeningen elke willekeurige bouwfasering worden bepaald en opgevolgd.

Bij de parameterkeuze dient onderscheidt te worden gemaakt in regionale en lokale datasets. Door normalisering van de parameters  $E$ ,  $A_f$ ,  $c_u$ ,  $K_0$  naar de grensspanning en de resulterende waarden te verifiëren met correlaties, zoals consistentiegrenzen, watergehalte e.d., kan de betrouwbaarheid worden verhoogd. Verder dient de geldigheid van het SHANSEP principe van Ladd (1991) voor Nederlandse omstandigheden te worden geverifieerd.

Bij het bepalen van effectieve sterkteparameters is een consistente modellering van het doorlopen spanningspad en toetsing van de resulterende waarden aan ervaringsgegevens uit de praktijk noodzakelijk. Het opbouwen van een ervaringsdatabase van geotechnische parameters voor met name organische grondsoorten met medeneming van anisotropie wordt ten sterkste aanbevolen.

Het streven naar een geïntegreerde modellering van zetting en stabiliteit middels de relatie tussen  $c_u$  en grensspanning ten behoeve van ontwerpdoeleinden verdient alle aandacht. Hierbij dienen de grensspanning en de compressieparameter  $\Lambda$  aan het stabiliteitsmodel te worden toegevoegd.

Bij toekomstig grondonderzoek is het ten slotte aan te bevelen om nadere aandacht te schenken aan het bepalen van het verloop van de ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning en consistentiegrenzen in de diepte.

### Dankzegging

Langs deze weg wil ik Dhr. H.A de Leeuw (Ingenieursbureau Amsterdam), Dhr. E.P.T. Smits (voormalig OMEGAM) en de medewerkers van Combinatie IJburg nogmaals hartelijk danken voor de prettige en constructieve samenwerking, waardoor de realisatie van de eerste fase van het eilandenrijk IJburg naar mijn mening een succes is geworden.

## 5 GERAADPLEEGDE LITERATUUR

- [1] Alonso, E.E., A. Gens, A. Lloret (2000), "Precompression design for secondary settlement reduction", *Géotechnique* 50, No. 6, pp. 645 – 656
- [2] Bjerrum, L. (1954), "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Géotechnique*, 4, pp. 49 – 69
- [3] Bjerrum, L. (1967), "Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of building", (Seventh Rankine Lecture), *Géotechnique*, 17, pp. 81 – 118
- [4] Brand, E.W. & R.P. Brenner (1981), "Soft Clay Engineering", *Developments in Geotechnical Engineering* Vol. 20, Elsevier, Amsterdam
- [5] CUR 162 (1996), "Building on soft soils", A.A.Balkema, Rotterdam, the Netherlands
- [6] Dykstra, C.J., Joling, A.G. (2001), "Praktijkwaarde consolidatiecoëfficiënt bepaald met Asaokamethode", *Geotechniek*, 5<sup>e</sup> jaargang, no. 2, pp. 104 – 110
- [7] Hydronic (1998-1), "Optimalisering sproeiproces", HED-28092-R1, F.A.J.M. Mathijssen, 20 oktober 1998
- [8] Hydronic (1998-2), "Toelichting en vervolg optimalisering sproeiproces", HED-28092-R1, F.A.J.M. Mathijssen, 19 november 1998
- [9] Hydronic (1999), "Stabiliteit dijken Haveneiland West en Rieteiland. IJburg 1<sup>e</sup> fase, Haveneiland West en Rieteiland", HED-28092-R9, F.A.J.M. Mathijssen, Hydronic bv, Papendrecht, 26-07-99
- [10] Ladd, C.C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H.G. (1977), "Stress-Deformation and strength characteristics", IX Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol 2. pp. 421 - 494
- [11] Ladd, C.C. (1991), "Stability evaluation during staged construction", The Twenty-Second Karl Terzaghi Lecture, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 4, pp. 540 – 615, April 1991
- [12] Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1969), *Soil Mechanics* SI edition, John Wiley & Sons, New York
- [13] Leeuw, H.A. De, Smits, E.P.T., Mathijssen, F.A.J.M., Estourgie, A.L.Ph. (2002), "Reclamation on soft subsoil by spraying thin layers of sand: The "IJburg" project near Amsterdam", *Terra et Aqua* No. 89, December 2002
- [14] Leroueil, S., Magnan, J-P., Tavenas, F. (1990), "Embankments on soft clays", Ellis Horwood series in Civil Engineering
- [15] Mesri, G. (1975), "Discussion on: "New design procedure for stability of soft clays", by C.C. Ladd & R. Foott, *J. Geotechn. Eng. Div.*, 101 (GT4), pp. 409 – 412
- [16] Mesri, G. (1989), "A re-evaluation of  $s_u(mob) \sim 0.22 \sigma_p$  using laboratory shear tests", *Can. Geotech. J.*, Vol. 26, No. 1, pp. 162 - 164
- [17] Nash, D.F.T. and S.J. Ryde (2001), "Modelling consolidation accelerated by vertical drains in soils subject to creep", *Géotechnique* 51, No. 3, pp. 257 – 273
- [18] OMEGAM (1997-1), "IJburg, vervolgonderzoek Steiger- en Haveneiland. Staten van de boringen en analyselijsten", project: (12)10.704, E.P.T. Smits, 21 augustus 1997
- [19] OMEGAM (1997-2), "IJburg, vervolgonderzoek Steiger- en Haveneiland. Stabiliteit dijken Haveneiland West in de uitvoeringsfase", project: (12)10.704, E.P.T. Smits, 7 november 1997
- [20] OMEGAM (1998), "IJburg, vervolgonderzoek Steiger- en Haveneiland. Laboratoriumresultaten en rekenwaarden", project: (12)10.704, E.P.T. Smits, 20 januari 1998
- [21] OMEGAM (2000), "IJburg, monitoring landmaken. Analyse instabiliteit 24 november 1999", Project: (12)11.415, E.P.T. Smits, 17 april 2000
- [22] Skempton, A.W. (1954), "The pore pressure coefficients A en B", *Géotechnique*, Vol. 4, pp. 143 – 147
- [23] Skempton, A.W. (1964), "Long-Term stability of clay slopes", Fourth Rankine Lecture, *Géotechnique*, Vol. 14, p. 77
- [24] Terzaghi, K., R.B. Peck and G. Mesri (1996), "Soil mechanics in engineering practice. Third edition", John Wiley & Sons, New York
- [25] Verruijt, A. (1993), "Grondmechanica", Delftse Uitgevers Maatschappij, vierde druk
- [26] Wood, D.M. (1990), "Soil behaviour and critical state soil mechanics", Cambridge University Press, Cambridge

## 6 SYMBOLENIJST

$A_f$	=	Poriënwater parameter A bij bezwijken (Skempton)
B	=	Poriënwater parameter A (Skempton)
CIU	=	Isotroop geconsolideerde ongedraineerde schuifproef
CK <sub>0</sub> U	=	K <sub>0</sub> geconsolideerde schuifproef
$c'$	=	Effectieve cohesie
$c_u$	=	Ongedraineerde schuifsterkte
$c_u / \sigma'_{v0}$	=	Ongedraineerde schuifsterkte ratio voor NC = 1 (=S)
$I_L$	=	Liquiditeitsindex
$I_p$	=	Plasticiteitsindex
$I_{pm}$	=	Gemodificeerde plasticiteitsindex
$K_0$	=	Horizontale gronddrukcoëfficiënt
M	=	Spanningsratio bij bezwijken
$N_k$	=	Materialafhankelijke correlatiefactor ( $q_c \rightarrow c_u$ )
OCR	=	OverConsolidatieRatio
$p'_0$	=	In situ effectieve isotrope spanning
$p'_f$	=	p bij bezwijken
q	=	Deviatorspanning
$q_f$	=	q bij bezwijken
r	=	Drukratio
S	=	Ongedraineerde schuifsterkte ratio bij NC (= $c_u / \sigma'_{vc}$ bij OCR =1)
SF	=	Veiligheidsfactor
$s_u$	=	Ongedraineerde schuifsterkte, gemeten in UU-test
u	=	Waterspanning
v	=	Specifiek volume (1+e)
$w_l$	=	Vloeigrens
$w_n$	=	Natuurlijk watergehalte
$w_p$	=	Rolgrens
$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$	=	Maximale, tussenliggende en minimale toename totaalspanning
$\phi'$	=	Effectieve hoek van inwendige wrijving
$\Gamma$	=	Locatie van critical state line in compressievlak
$\eta$	=	Spanningsratio
$\mu_{Bjerrum}^*$	=	Correctiefactor vinproef volgens Bjerrum (1972)
$\kappa^*$	=	Ontlasting herbelasting index
$\Lambda$	=	Relatieve helling compressie en recompressielijn
$\lambda^*$	=	Compressie index
$\sigma'_p$	=	Grensspanning
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	=	Maximale, tussenliggende en minimale effectieve spanning
$\sigma'_{v0}$	=	In situ effectieve verticale spanning
$\sigma'_{vc}$	=	Verticale consolidatiespanning