

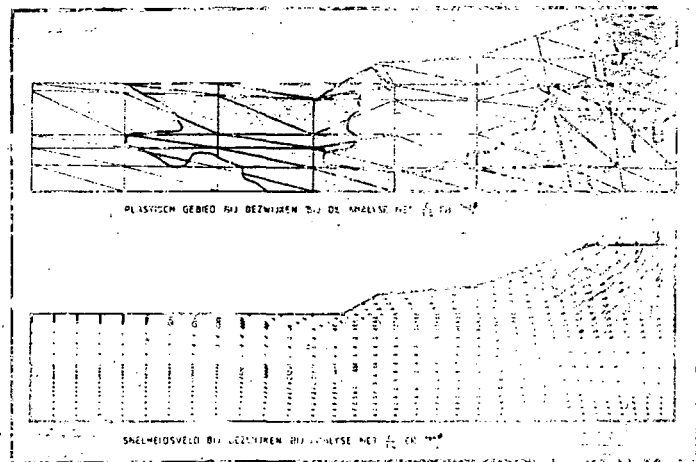


**laboratorium voor grondmechanica delft**  
**delft soil mechanics laboratory**

**B5 85.22**

STUDIE-ONDERZOEK AFSCHRIJVING ONTOEGANGS-MAATREGELEN

DEEL III: BEREKENINGSPROCEDUREN



Maart 1985

laboratorium voor grondmechanica

stichting waterbouwkundig laboratorium



postbus 69, 2600 AB delft  
stieltjesweg 2, delft  
telefoon 015-569223  
telex: 38234 soil nl  
postgiro: 234342  
bank: mees en hope nv delft  
rek.nr. 25.92.35.911  
(giro: 6400)  
k.v.k. S 145040 delft

STUDIE-ONDERZOEK AFSCHUIVING STREEFKERK-MIDDEN

DEEL III: BEREKENINGSRESULTATEN

Maart 1985

Dict./Type Bau/fs



DEEL III - BEREKENINGSRESULTATEN

Hoofdstuk 0 - Inleiding

1. Inhoud
2. Gegevens, parameters en schematiseringen

Hoofdstuk 1 - Analyse van de eindstabiliteit met PLAXIS,  
geen opdrijfeffect

1. Schematisering
2. Berekeningsresultaten gedraineerde PLAXIS-analyse
3. Conclusies bij de beoordeling van de eindstabiliteit met de eindige-elementenmethode, waarbij geen opdrijven plaatsvindt

Hoofdstuk 2 - Consolidatieberekeningen met behulp van het programma SPONS

1. Schematisering
2. Analyse van de berekeningsresultaten - elastisch gebied (82-08-15 tot 83-08-22)
  - 2.1. Druk-isohypsen
  - 2.2. Consolidatie
  - 2.3. Vervormingen tijdens de consolidatie
3. Analyse van de waterspanningstoename tussen 83-08-22 en 83-09-09
  - 3.1. Toename van de wateroverspanningen op T1 (83-08-22)
  - 3.2. Conclusies voor de periode tussen 83-08-22 en 83-09-09
4. Consolidatie tussen 83-09-09 en 84-09-10 (van T1+ tot T2-)
  - 4.1. Bepaling van de k-waarden
  - 4.2. Drukisohypsen en isochronen
  - 4.3. Waterspanningen als functie van de tijd
  - 4.4. Zettingen
5. Invloedsfactoren op de consolidatie



Hoofdstuk 3 - Stabiliteitsberekeningen tijdens de uitvoering met DIEKA

1. Inleiding: gang van de berekeningen
2. Schematisering
3. Berekeningsresultaten
  - 3.1. De initiële spanningstoestand
  - 3.2. Belastingstoename van 82-08-06 tot 83-05-18 (T0+ tot T1-)
  - 3.3. De ongedraineerde analyse op T1 (83-08-22)
  - 3.4. Waterspanningen op T1 (83-08-22)
  - 3.5. Periode van 83-08-22 tot 84-09-20 (T1+ tot T2-)
  - 3.6. Berekening op 84-09-20, net voor de afschuiving (T2-)
  - 3.7. Berekening op het ogenblik van afwerking en afschuiving
4. Kritische beoordeling van de berekeningen

Hoofdstuk 4 - Analyse van de afschuiving met PLAXIS

1. Inleiding
  - 1.1. PLAXIS-analyse op T2 met vaste onderrand
  - 1.2. Analyse met de losse onderrand

Hoofdstuk 5 - Effecten van hoge rivierstanden

1. Het opdrijf-effect
  - 1.1. Het opdrijven van de slappe laag
  - 1.2. Het oplichten van de slappe lagen
2. Waterspanningen onderin de slappe laag

Hoofdstuk 6 - Effect van het opdrijven op de stabiliteit en de vervormingen van de dijk

1. Inleiding
2. Analyse van de eindstabiliteit (bij volledige aanpassing)
  - 2.1. Analyse met PLAXIS
  - 2.2. Analyse met DIEKA
  - 2.3. Analyse met niet-cirkelvormige glijvlakken
  - 2.4. Schatting van de elastische verkorting van de drukstaaf
3. Vervormingsgedrag en ontwikkeling van plastische zones bij opdrijven
  - 3.1. Het vervormingsmechanisme
  - 3.2. De evenwichtsfactor



Hoofdstuk 7 - Beschrijving van opeenvolgende toestanden van de dijk

1. Doel van het hoofdstuk
2. Periode van 82-08-06 tot 83-08-19
3. Belastingstoename op 83-08-22 en 83-09-09
4. Periode van oktober 1983 tot voor de afschuiving
5. De afschuiving

Hoofdstuk 8 - Formules voor de analyse van de gemeten wateroverspanningen

1. Doel van het hoofdstuk
2. Analyse van het dissipatieproces op basis van de metingen alleen
  - 2.1. Uitgangspunten
  - 2.2. Verwerking van de metingen
  - 2.3. Toepassing op de gemeten wateroverspanningen: berekening van de aanpassingen
  - 2.4. Bespreking van de aanpassingen - conclusies met betrekking tot de metingen
3. Analyse van de waterspanningstoename na belasting
  - 3.1. Uitgangspunten en beoordelingscriteria
  - 3.2. Berekeningsresultaten
  - 3.3. Bespreking
4. Analyse van de gemeten waterspanningen: gevolgde totale en effectieve spanningspaden
  - 4.1. Werkwijze
  - 4.2. Berekende spanningspaden met SPONS

Appendix A - Enkele beschouwingen over het begrip "evenwichtsfactor"

Appendix B - Verdeling van de schuifspanningsniveaus onder en naast de ophogingen

Appendix C - Spanningsverdeling in de grond



## BIJLAGEN DEEL III

Bijlage nr.

Gemeten wateroverspanningen in raai 6	1
Schematisatie t.b.v. de PLAXIS berekening	2
Elementenverdeling bij PLAXIS	3
Eindstabiliteit met cirkelvormig glijvlak	4
Plastisch gebied bij $\gamma_b = \gamma$ , niet-gereduceerde wrijvingsparameters en spanningskruisjes bij $\gamma_b = \gamma$ , niet-gereduceerde wrijvingsparameters	5
Plastische zones en snelheidsveld bij bezwijken bij de analyse met schuifsterktes bepaald bij $\gamma_b = \gamma$	6
Plastisch gebied en snelheidsveld bij $\gamma_b = \gamma$ bij de analyse met $c'/1,15$ en $\tan \phi'/1,15$	7
Plastisch gebied en snelheidsveld bij $\gamma_b = \gamma$ bij de analyse met $c'/1,25$ en $\tan \phi'/1,25$	8
Plastisch gebied en snelheidsveld bij bezwijken bij de analyse met $c'/1,40$ en $\tan \phi'/1,40$	9
Gebied waarin cirkels met lage evenwichtsfactor in de Bishop-analyse liggen	10
Elementenverdeling en laagindeling bij SPONS	11
Drukisohypsen voor de periode 82-08-15 tot 83-08-22	12 A t/m G
Isochronen in een verticaal door de kruin	13 A t/m I
Verloop van de wateroverspanningen als functie van de tijd	14
Verloop van de zettingen als functie van de tijd	15
Drukisohypsen bij elastische berekening van de waterspanningstoename op T1 (83-08-22)	16
Extra wateroverspanningen t.g.v. plasticiteit en compactie	17A
Drukisohypsen bij elasto-plastische (inclusief compactie) berekening van de wateroverspanningstoename op T1 (83-08-22)	17B
Drukisohypsen voor de consolidatie tussen T1+ en T2- (83-09-09 en 84-09-10)	18 A t/m D
Isochronen in een verticaal door de kruin van de oude dijk	19 A t/m E
Initiële spanningstoestand (T0)	20



Berekeningsresultaten gedraineerde DIEKA-analyse op T1-	21
Berekeningsresultaten ongedraineerde DIEKA-analyse op T1 met $v = 0,45$	22
Berekeningsresultaten ongedraineerde DIEKA-analyse op T1 met $v = 0,49$	23
Berekeningsresultaten gedraineerde DIEKA-analyse op T2-	24
Berekeningsresultaten ongedraineerde DIEKA-analyse op T2	25
Berekeningsresultaten ongedraineerde PLAXIS-analyse op T2 bij $\gamma_b = \gamma$	26
Berekeningsresultaten ongedraineerde PLAXIS-analyse op T2 bij bezwijken	27
Berekeningsresultaten ongedraineerde PLAXIS-analyse op T2 met losse onderrand bij bezwijken	28
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met PLAXIS, met $c'/1,25$ en $\tan \phi'/1,25$	29A
Analyse gedrag van de passieve wig met PLAXIS, met $c'/1,25$ en $\tan \phi'/1,25$	29B
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met PLAXIS, niet- gereduceerde wrijvingsparameters	30
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met DIEKA, met een fictieve belasting gelijk aan 25% van het gewicht van de verzwaring (losse onderrand midden onder de berm)	31A,B
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met DIEKA, met een fictieve belasting gelijk aan 50% van het gewicht van de verzwaring (losse onderrand midden onder de berm)	32A,B
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met DIEKA, met een fictieve belasting gelijk aan 75% van het gewicht van de verzwaring (losse onderrand midden onder de berm)	33A,B
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met DIEKA, met een fictieve belasting gelijk aan 50% van het gewicht van de verzwaring (losse onderrand onder de teen van de berm)	34
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met DIEKA, met een fictieve belasting gelijk aan 75% van het gewicht van de verzwaring (losse onderrand onder de teen van de berm)	35
Analyse eindstabiliteit bij opdrijven met DIEKA, met een fictieve belasting gelijk aan 100% van het gewicht van de verzwaring (losse onderrand onder de teen van de berm)	36



Schematisering niet-cirkelvormige glijvlakberekeningen	37
Gemeten aanpassingspercentages ter plaatse van de water- spanningsmeters	38A,B
Berekende effectieve spanningspaden	39A t/m D





## HOOFDSTUK 0 - INLEIDING

### 1. Inhoud

In Hoofdstuk 1 van Deel I is aangegeven om welke redenen een elementenanalyse van de waterspanningsinductie-dissipatieprocessen en van de stabiliteit werden uitgevoerd. De toegepaste methode wijkt in menige punten af van de klassieke aanpak. In het rapport CO 240672/30 worden de resultaten van een stabiliteitsanalyse volgens de voor de adviespraktijk tot nog toe gangbare methode gepresenteerd.

In het derde deel worden de resultaten van alle uitgevoerde berekeningen gerapporteerd. De elementenberekeningen vormen het hoofdaandeel. Eerst komen de resultaten van de analyse van de eindstabiliteit met PLAXIS aan de orde (Hoofdstuk 1).

In de hoofdstukken 2 en 3 worden de resultaten van de ontkoppelde analyse van de uitvoering met de programma's SPONS (hoofdstuk 3) en DIEKA (hoofdstuk 4) vermeld en besproken. Deze scheiding is eigenlijk kunstmatig, omdat de hele uitvoeringsperiode door een interactie van SPONS en DIEKA berekeningen gesimuleerd werd: de ene berekening steunt immers op de resultaten van de andere. Het doorvoeren van deze scheiding leek om de duidelijkheid echter wel wenselijk. In hoofdstuk 4 worden de resultaten van de PLAXIS analyse van de afschuiving gegeven.

Gedurende het onderzoek bleek steeds meer dat hoge potentialen in het zand, waardoor de slappe lagen opgetild kunnen worden, grote invloed kunnen hebben op het gedrag van de dijk. In hoofdstuk 5 wordt het effect van hoge rivierstanden op de randvoorwaarde tussen het diepe zand en de slappe lagen en op de waterspanningen onderin de slappe lagen geanalyseerd.

Het effect van opdrijven van de slappe lagen op de stabiliteit en de vervormingen van de dijk wordt in het zesde hoofdstuk beschreven. Hiervoor werden gedraineerde analyses op een volledig geconsolideerd massief (DIEKA, PLAXIS, niet-cirkelvormige glijvlakken) uitgevoerd. Door de keuze van een gedraineerde analyse op een volledig geconsolideerd massief, zijn de consequenties van één enkele oorzaak, los van alle andere invloedsfactoren op de stabiliteit, bestudeerd.

Met de in de voorgaande hoofdstukken verkregen inzichten wordt in hoofdstuk 7 een mogelijk beeld geschetst van de opeenvolgende toestanden van de dijk, vanaf het begin van de bouwperiode tot de afschuiving, gegeven.

Los van de geavanceerde berekeningsmethoden worden in het achtste hoofdstuk enkele zeer eenvoudige berekeningen met betrekking tot de waterspanningen en het tijdsafhankelijke verloop ervan gemaakt. Deze berekeningen werden gemaakt om betere methoden voor de interpretatie van de waterspanningsmetingen tijdens de uitvoering voor te stellen (Deel IV).



## 2. Gegevens, parameters en schematiseringen

Voor de berekeningen zijn een aantal gegevens beschikbaar:

- het ophoogschema (zie Deel II, Hoofdstuk 1);
- de gemeten waterspanningen sinds het begin van de werkzaamheden. De waterspanningen zijn gemeten in een verticale raai onder de teen van de berm. De gebruikte meters zijn Bourdons, waarvan de filters op resp. NAP -1.70 m, NPA -4.60 m, NAP -8.10 m en NAP -11.10 m liggen. De bovenste meter ligt zeer dicht bij het freatisch vlak en wordt verder niet meer beschouwd. De gemeten wateroverspanningen zijn als functie van de tijd op de bijlage 1 uitgezet. Men stelt vast dat het nulniveau niet overeenstemt met het verloop van de stationaire waterspanningen in de slappe lagen. De met de Bourdons gemeten nulspanningen werden als referentiewaarden aangehouden.
- de geotechnische profielen (Deel II, bijlage 13) die voor de berekeningen enigszins geschematiseerd moeten worden.
- zakbaakmetingen in drie punten (zie bijlage 2 van Deel II).

De modelparameters werden bepaald aan de hand van de metingen in-situ en laboratoriumproeven. Hiervoor wordt verwezen naar Deel II.

Naast de reeds vermelde schematiseringen van de laagindeling en het materiaalgedrag, werd een schematisering van het ophoogschema gemaakt.

Ten behoeve van de berekeningen werden enkele ophogingsfasen samengesmolten tot belastingstrappen. Aan deze trappen werd gemakshalve een "naam" gegeven. In de onderstaande tabel zijn de echte fasen aangegeven, alsmede de fictieve belastingstrap, de naam, en de tijd na het begintijdstip van de berekeningen.



Echte fasering	Datum	SFONS Datum	Dieka	SPONS ouderdom
ontzoden tot 1.20 <sup>-</sup> + zandberm tot 0.70 <sup>-</sup>	82-08-06	82-08-17	TO	0 d.
drainzand tot 0.10 <sup>-</sup>	82-08-09			
zandberm tot 0.30 <sup>+</sup>	82-08-17			
zandberm tot 0.80 <sup>+</sup>	82-09-10 →	82-09-10		24
talud tot 1.59 <sup>+</sup>	82-09-24 →	82-09-24		38
talud tot 2.23 <sup>+</sup>	82-10-07 →	82-10-07		51
talud/compensatie tot 2.44 <sup>+</sup>	83-03-22 →	83-03-22	N.V.T.	217
talud tot 3.50 <sup>+</sup>	83-04-18 →	83-04-18	N.V.T.	244
talud tot 4.54 <sup>+</sup>	83-05-19 →	83-05-19	N.V.T.	275
kleibekleding onderberm tot 4 <sup>+</sup>	83-08-22	83-08-22 →	T 1	370
talud op eindhoogte + kleibekleding 6.30 <sup>+</sup>	83-09-09 83-09-10			
opbrengen rest tot 6.30 <sup>+</sup> t/m	84-08-14 84-10-01	84-09-21 →	T 2	770

Tabel 1.

Behalve de tijdstippen T0 , T1 en T2 als tijdstip waarop de belasting aangebracht wordt, onderscheiden we dezelfde tijdstippen met een letter M of een -teken dan wel met een letter P of een +teken.

Dit houdt respectievelijk in: hetzelfde tijdstip, voordat de belasting is aangebracht en hetzelfde tijdstip, nadat de belasting is aangebracht.



## HOOFDSTUK 1 - ANALYSE VAN DE EINDSTABILITEIT MET PLAXIS; GEEN OPDRIJFEFFECT

---

### 0. Inleiding

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de berekeningen met het EEM-programma PLAXIS naar de eindstabiliteit gegeven. Met eindstabiliteit wordt bedoeld de toestand na volledige dissipatie van de wateroverspanningen die tijdens de uitvoeringsfase werden geïnduceerd. Het gaat dus om de controle van het eindontwerp.

De in dit hoofdstuk gerapporteerde resultaten slaan op berekeningen waarbij een goede hechting tussen de slappe lagen en het pleistocene zand aanwezig is, waardoor schuifspanningen in het scheidingsvlak volledig naar het zand overgebracht kunnen worden. Dit is het geval bij lage potentialen.

De redenen waarvoor deze analyse werd uitgevoerd zijn de volgende:

- een controle van het ontwerp bij lage potentialen;
- een vergelijking mogelijk maken voor een analyse met zeer hoge potentialen (zie Hoofdstuk 6);
- een vergelijking met de glijvlakanalyse;
- de bepaling van het veld van de effectieve spanningen, die nodig is voor de analyse van de afschuiving met PLAXIS (zie Hoofdstuk 4);
- een goede definitie voor de evenwichtsfactor te bepalen.

In de Hoofdstukken 5 en 6 van dit deel wordt nader ingegaan op het opdrijf-effect.

Een beschrijving van PLAXIS is gegeven in Deel I, Appendix D.

### 1. Schematisering

De voor de computerberekeningen noodzakelijke schematisering van de ondergrond en het dijklichaam is gegeven in bijl. 2. Hierin is tevens de freatische lijn aangegeven. Deze stemt ongeveer overeen met een toestand na hevige neerslag. Het programma kent geen PN-lijnen (zoals bij STAGROM) zodat het niet-hydrostatische verloop van de waterspanningen gesimuleerd werd door aan het water een volumegewicht  $\gamma_w = 11 \text{ kN/m}^3$  te geven. Hierdoor wordt tenminste in de polder het verloop van de waterspanningen correct gesimuleerd.



De elementenverdeling is gegeven in bijlage 3. De plaats van de linkerrand is zo ver gekozen, dat bij bezwijken in de buurt van deze rand geen of kleine verplaatsingen werden berekend. Controle achteraf zal uit moeten maken of de berekende horizontale verplaatsingen in de buurt van deze rand erg klein zijn. Om de grond ter plaatse van de linkerrand ongehinderd te kunnen laten zakken, kan deze rand in verticale richting vrij bewegen. In horizontale richting zijn de verplaatsingen echter verhinderd.

De onderrand is gekozen ter plaatse van de scheiding tussen Gorkum Zwaar en het pleistocene zand. Dit lijkt een redelijke keuze, omdat het pleistocene zand zo stijf en sterk is, dat dit (noch bij elastische vervormingen, noch bij bezwijken) enige rol van betekenis zal spelen. De verplaatsingen bij deze onderrand zijn (althans bij deze bepaling van de eindstabiliteit) in zowel horizontale als verticale richting verhinderd. Dit stemt overeen met voldoende lage potentialen in het diepe zand om een goede hechting van de slappe lagen op het Pleistoceen te garanderen, zodat horizontale schuifspanningen overgedragen kunnen worden.

De rechterrandslotte is zodanig gekozen, dat de met glijcirkelberekeningen bepaalde glijcirkels binnen de gekozen geometrie vallen. Deze rand kan in verticale richting vrij verplaatsen, doch verplaatsingen in horizontale richting zijn verhinderd.

De grondeigenschappen werden gekozen op basis van de resultaten van het laboratoriumonderzoek en zijn in tabel 1 aangegeven.

Omdat de grond onder de oude dijk is voorbelast door deze dijk, is het onderscheid van 'materiaal naast de dijk' en 'materiaal onder de dijk' gemaakt. Het verschil in grondparameters is soms erg groot en het verloop van de parameters onder de oude dijk naar de parameters ernaast zal vloeiend zijn. Om dit vloeiende verloop voor de eindige elementenberekening enigszins te simuleren, is een overgangsgebied geïntroduceerd. De waarde van de grondparameters in dit tussengebied zijn verkregen door het gemiddelde te nemen van de waarden "naast" en "onder de dijk".



	G kN/m <sup>2</sup>	v -	γ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	φ °	materiaal groep	
Dijksmateriaal	450	0,25	18	8,0	22,4	5	1
Klei van Tiel naast de dijk	255	0,25	15	5,4	21,6	4	2
Klei van Tiel tussengebied	255	0,25	15	7,7	20,8	58,55	3
Klei van Tiel onder de dijk	255	0,25	15	10,0	20,0	77,88	4
Veen naast de dijk	175	0,25	11	5,0	25,6	3	5
Veen tussengebied	175	0,25	11	11,5	21,8	55,66	6
Veen onder de dijk	175	0,25	11	18,0	18,0	75,80	7
Gorkum Licht	240	0,25	11,5	8,2	19,1		8
Gorkum Zwaar naast de dijk	320	0,25	15	5,0	21,0	2	9
Gorkum Zwaar tussengebied	320	0,25	15	8,5	21,0		10
Gorkum Zwaar onder de dijk	320	0,25	15	12,0	21,0		11

Tabel 1: De bij PLAXIS ingevoerde grondparameters

Uit tabel 1 blijkt, dat de waarde van de ingevoerde dwarscontractiecoëfficiënten voor het gehele probleem constant is, namelijk  $v = 0,25$ . Dit is uiteraard in werkelijkheid niet het geval: deze varieert van  $v = 0,20$  voor het veen tot  $v = 0,35$  voor de klei van Tiel.

Door een beperking van het gebruikte computerprogramma kon echter maar één waarde voor  $v$  worden ingevoerd.

Omdat het veen een groot deel uitmaakt van de totale geometrie, is voor een dwarscontractiecoëfficiënt gekozen, die in de buurt ligt van die van het veen (dus  $v = 0,25$ ).

Dit heeft tot gevolg dat de berekende elastische verplaatsingen niet geheel correct zullen zijn, maar voor het bepalen van de stabiliteitsfactor heeft de waarde van  $v$  geen invloed.



De berekeningen werden uitgevoerd voor een niet-dilatant materiaal. De dilatatiehoek  $\psi$  is in dit geval gelijk aan nul : er treedt geen volumeverandering in de schuifvoeg op.

Voor de laagschematisatie, wrijvingseigenschappen en waterspanningsverloop die voor de PLAXIS-berekeningen werden aangehouden, werd een STAGROM-berekening gemaakt. Hiermee is een directe vergelijking tussen beide methoden mogelijk. De evenwichtsfactor volgens Bishop bedroeg 1,35 en volgens Spencer 1,38 (bijlage 4).

## 2. Berekeningsresultaten gedraineerde PLAXIS-analyse

Zoals eerder besproken, simuleert PLAXIS bezwijken door het volumegewicht van het talud en de lagen stapsgewijs op te hogen. Dit ophogen gaat door totdat een eindwaarde van het eigen gewicht bereikt is.

Bij deze eindwaarde kan geen evenwicht meer gevonden worden en de verplaatsingen van een bepaald gebied zullen onbeperkt toe blijven nemen. Het talud kan dus als bezweken worden beschouwd. De stabiliteitsfactor wordt gevonden door het eigen gewicht bij bezwijken ( $\gamma_{pl}$ ) te delen door het werkelijke eigen gewicht ( $\gamma$ ):

$$F = \frac{\gamma_{pl}}{\gamma}$$

Voor materialen die een inwendige wrijvingshoek hebben ( $\phi > 0$ ) gaat de vergelijking tussen de aldus verkregen evenwichtsfactor met de Bishop-Fellenius evenwichtsfactor niet op, omdat door het ophogen van het eigen gewicht het isotrope spanningsniveau toeneemt, en dus ook de schuifsterkte. Doordat met een te hoge schuifsterkte wordt gerekend, zal de met PLAXIS gevonden evenwichtsfactor groter zijn dan de met een glijcirkelberekening gevonden waarde. In het meest extreme geval kan, bij een hoge waarde van  $\phi$ , door het eigen gewicht op te hogen, zelfs in het geheel geen bezwijken worden berekend.



De veiligheidswijze zou alleen goed gaan in het bijzondere geval dat  $F = 1$ . Immers dan vindt bezwijken plaats bij  $\gamma_{pl} = \gamma$ , zodat het spanningsniveau (en dus de schuifsterkte) bij bezwijken gelijk is aan de werkelijke.

Het is duidelijk dat voor het onderhavige probleem, waar  $\phi > 0$ , een analyse waarbij het eigen gewicht wordt opgehoogd, niet de gewenste veiligheidsfactor oplevert.

Een correcte aanpak zou zijn om de schuifsterkte ( $c' + \sigma'_n \tan \phi$ ) in het hele massief dooreen factor te delen en met de gereduceerde wrijvingsparameters een analyse uit te voeren. Dit wordt herhaald tot de deelfactor gevonden wordt, waarbij nog net evenwicht heerst, dus waarbij net bezwijken bij  $\gamma = \gamma_{pl}$  wordt gevonden. Indien de deelfactor waarbij bezwijken bij  $\gamma_{pl} = \gamma$  als de evenwichtsfactor wordt gedefinieerd, heeft men hiermee dezelfde definitie voor de "veiligheidsfactor" als bij de methode Bishop. In Appendix A worden de definities van het begrip evenwichtsfactor uitvoerig besproken.

Een probleem bij deze aanpak is, dat de evenwichtsfactor van tevoren nog niet bekend is. Deze moet dus aanvankelijk geschat worden. Blijkt dan aan het eind van de eerste analyse (bij  $\gamma_b = \gamma$ ) dat nog geen bezwijken is opgetreden, dan was de aanvankelijk geschatte veiligheidsfactor blijkbaar te laag en moet een nieuwe analyse gedaan worden.

Op deze manier kan de waarde van de evenwichtsfactor iteratief bepaald worden (de juiste waarde is gevonden als juist bij  $\gamma_{pl} = \gamma$  bezwijken optreedt).

Bovengenoemde aanpak is correct maar (gezien het benodigde aantal berekeningen) niet erg efficiënt. Vandaar dat aanvankelijk is gekozen voor een geheel andere aanpak. Het is namelijk ook mogelijk om uit te gaan van de schuifsterkte bij  $\gamma_{b(\text{erekening})} = \gamma$  en deze in te voeren als sterkteparameter voor een zuiver cohesief materiaal ( $\phi = 0$ ).

De schuifsterkte wordt bepaald uit:

$$\tau_f = c' \cos \phi' + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' \quad (1)$$

Hierin zijn  $\sigma'_1$  en  $\sigma'_3$  de effectieve hoofdspanningen bij  $\gamma_b = \gamma$ . Het is dus nodig de spanningsverdeling bij  $\gamma_b = \gamma$  te kennen. Deze spannings situatie kan bepaald worden met een gedraineerde PLAXIS-analyse tot  $\gamma_b = \gamma$ , (dus niet tot bezwijken). Vervolgens kan de schuifsterkte met behulp van (1) bepaald worden.





de nu bepaalde schuifsterkte kan een analyse gedaan worden totdat bezwijken optreedt. Doordat nu gerekend wordt met een fictief zuiver cohesief materiaal, heeft het vergroten van de isotrope spanningen door het verhogen van het eigen gewicht geen effect op de schuifsterkte (immers, deze is constant). De gevonden evenwichts factor kan dus in ieder geval niet ontoelaatbaar groot worden.

Aan deze aanpak kleven twee bezwaren:

- . doordat gerekend wordt met een fictief materiaal (waarvan het sterkte-criterium nogal afwijkt van het werkelijke) zal het gevolgde spanningspad afwijken van het spanningspad bij reductie van  $c'$  en  $\phi'$
- . het is niet helemaal duidelijk hoe de gevonden evenwichts factor geïnterpreteerd moet worden. Het enige dat duidelijk is, is dat de op deze manier gevonden evenwichts factor 'beter' is dan de evenwichts-factor , gevonden met  $c$  en  $\phi$  en met ophogen van het eigen gewicht, omdat met de echte schuifsterkte wordt gerekend. Weliswaar is voor een homogeen talud (met  $\phi = 0$ ) empirisch aangetoond dat het niet uitmaakt of het eigen gewicht verhoogd dan wel de cohesie verlaagd wordt, maar voor bovenstaand probleem is dat nog niet onderzocht. De op deze manier bepaalde waarde van de veiligheidsfactor geeft weliswaar een indruk van de aanwezige reserve, maar de waarde ervan kan niet zonder meer vergeleken worden met het resultaat van een glijcirkelberekening.

Om de verschillen tussen de verschillende methoden na te gaan, zijn drie berekeningsmethoden gevolgd:

a) Gedraineerde analyse met niet-gereduceerde wrijvingseigenschappen (bijl. 5)

De wrijvingseigenschappen gegeven in tabel 1 zijn zonder reductie ingevoerd. Bij  $\gamma_b = \gamma$  vindt men zodoende de werkelijke spanningsverdeling. In bijlage 5 is het plastische gebied getekend bij  $\gamma_b = \gamma$ . Bijlage 5 geeft ook de spanningskruisjes. Deze geven een idee van het spanningsveld.

Zoals eerder gezegd, kunnen met  $\gamma_b > \gamma$  geen zinnige resultaten worden verkregen. Na enkele stappen werd de berekening dan ook afgebroken.



analyse met schuifsterkte bepaald bij  $\gamma_b = \gamma$  (bijl. 6)

De maximale schuifspanning werd bepaald uit het sub a bepaalde spanningsveld en als  $c_u$ -waarde ingevoerd.

Bij deze analyse bleek bezwijken op te treden bij  $\gamma_{pl} = 1,11 \cdot \gamma$ , hetgeen dus zou duiden op een evenwichts factor  $F = 1,11$ .

Het snelheidsveld en de plastische zones zijn weergegeven in bijlage 6. De snelheid van een bepaald punt is de verplaatsings-toename gedurende de laatst aangebrachte verhoging van het eigen gewicht. Bij bezwijken zijn alle verplaatsingstoename (snelheden) plastisch, zodat het snelheidsveld bij bezwijken een goed beeld van het optredende bezwijkmechanisme geeft. Uit het snelheidsveld blijkt, dat het bezwijkmechanisme erg op een cirkel lijkt. Uit het plastische gebied blijkt, dat er een doorgaande plastische zone is gevormd, waardoor bezwijken een feit is.

Wat betreft het gevolgde spanningspad kan het volgende opgemerkt worden. Het is mogelijk om de spanningen (bij  $\gamma_b = \gamma$ ) gevonden bij de analyse sub a) te vergelijken met de grondspanningen bij deze analyse (ook bij  $\gamma_b = \gamma$ ). Dan blijkt, dat de spanningen vrijwel identiek zijn, dus blijkbaar is voor dit geval de invloed van het gevolgde spanningspad niet zo belangrijk.

c) Gedraineerde analyse met gereduceerde wrijvingseigenschappen (bijl.7 t/m 9)

Bij deze aanpak worden de sterkteparameters  $c$  en  $\tan \phi$  met een (vooralsnog geschatte) waarde van  $F$  gereduceerd. Vervolgens wordt bepaald of het talud bij  $\gamma_b = \gamma$  al of niet stabiel is. Is het talud stabiel, dan was de geschatte waarde voor  $F$  te klein. Blijkt dat het talud bezwijkt voordat  $\gamma_b = \gamma$  (dus het echte eigen gewicht wordt niet gehaald) dan was de geschatte waarde van  $F$  blijkbaar te groot. De juiste waarde van  $F$  is pas dan gevonden als bezwijken optreedt bij  $\gamma_b = \gamma$ . Deze aanpak ligt het dichtst bij die van de klassieke glijvlakanalyse.

Aanvankelijk werd de waarde van  $F$  geschat op 1,15, zodat gerekend werd met de sterkteparameters  $\frac{c'}{1,15}$  en  $\frac{\tan \phi'}{1,15}$ .

Het plastische gebied bij  $\gamma_b = \gamma$  is gegeven in bijlage 7. Uit het feit dat zich nog geen doorgaande plastische zone gevormd heeft blijkt, dat het talud nog niet bezwijkt.

Hieruit blijkt dus, dat  $F$  in ieder geval groter is dan 1,15 en de onder b) gevonden waarde ( $F = 1,11$ ) is dus niet betrouwbaar.



Omdat het talud nog niet bezweek bij  $F = 1,15$ , is nog een analyse gedaan, nu met  $F = 1,25$ . Het plastische gebied bij  $\gamma_b = \gamma$  is getekend in bijlage 8. Hieruit blijkt weliswaar dat het plastische gebied groter is dan bij  $F = 1,15$ , maar bezwijken treedt ook bij  $F = 1,25$  nog niet op.

Tenslotte is nog een berekening gedaan met  $F = 1,4$ .

Bij deze analyse bleek bezwijken op te treden voordat het eigen gewicht geheel was aangebracht:  $\gamma_{pl} = 0,8 \gamma$ . Het snelheidsveld bij bezwijken is gegeven in bijlage 9. Het bezwijkmechanisme lijkt erg op een cirkel.

Het bezwijkmechanisme is vergelijkbaar met het sub b) gevonden bezwijkmechanisme (vgl. met bijlage 6).

Uit het plastische gebied (zie bijlage 9) blijkt, dat een doorgaande plastische zone is gevormd. Uit het feit dat bij een reductie van de grondparameters met een factor 1.4 bezwijken optreedt, voordat het eigen gewicht bereikt is ( $\gamma_{pl} < \gamma$ ) blijkt dat de geschatte evenwichtsfactor 1.4 te hoog was.

Als laatste berekening is een analyse gedaan met een reductie van factor 1.33. Bij deze analyse bleek bezwijken op te treden bij  $\gamma_b = 0,94 \gamma$ , zodat de waarde  $F = 1,33$  nog iets te hoog was.

Resumerend kan gesteld worden dat de op deze manier bepaalde waarde van de evenwichtsfactor  $F = 1,30$  bedraagt.

De bijlage 9B toont de plastische zone en het snelheidsveld.

De berekeningen met  $F = 1,15$  en  $F = 1,25$  kunnen geen aanwijzing geven omtrent de vorm van het potentiële glijvlak. De plastische zones kunnen een idee geven van de plaatsen met maximale gemobiliseerde wrijving. De berekening met  $F = 1,33$  geeft wel de vorm van het (met deze reductie overeenstemmende) glijvlak. Uit het snelheidsveld valt af te leiden dat het nagenoeg cirkelvormig is, behalve aan de passieve zijde waar de kromming wat groter wordt. In de aaneensluitende plastische zones kan ook een cirkel getekend worden, die goed overeenstemt met de maatgevende cirkel in de methode Bishop. Opgemerkt wordt, dat bij andere waarden van  $F$  het potentiële glijvlak andere vormen kan hebben.



d) Vergelijking van de resultaten

De aanpak met gereduceerde wrijvingseigenschappen geeft een hogere evenwichtsfactor dan bij de analyse met schuifsterkte bepaald bij  $\gamma = \gamma_b$ . De afwijking bedraagt ca.

$$\frac{1,30 - 1,11}{1,30} = 15\%$$

en is waarschijnlijk te wijten aan het verschil in definities van de "evenwichtsfactor". Deze afwijking is te groot om aanvaardbaar te zijn, zodat geconcludeerd kan worden, dat - zeker voor de beoordeling van de stabiliteit in de gedraineerde situatie - de enige goede methode erin bestaat de wrijvingseigenschappen te verlagen totdat juist evenwicht wordt gevonden. Een iteratieve berekening dringt zich op, waarvoor een automatische variant in de computerprogramma's geïmplementeerd moet worden. De rekentijden zullen dan veel langer worden. Een extra moeilijkheid ligt in de keuze van de eerste schatting van de reductiecoëfficiënt. Hiervoor kan een klassieke stabiliteitsanalyse of een analyse met schuifsterkte bepaald bij  $\gamma = \gamma_b$  een uitweg bieden. Zodra een goede startwaarde gevonden is, zal het iteratieproces waarschijnlijk snel naar de oplossing convergeren. Opgemerkt wordt, dat één analyse volstaat om na te gaan of de evenwichtsfactor aan een vooropgestelde waarde voldoet. Deze enkele analyse zal echter niets vertellen over de mate van de afwijking. De Bishop-analyse gaf  $F_b = 1,35$ . De afwijking met de elementenmethode voor het berekende geval is kleiner dan 8%. De elementenmethode geeft een iets lagere waarde aan. De afwijking tussen de methode Spencer ( $F_s = 1,38$ ) en de elementenmethode is groter.

Wat de vervormingen en de spanningen betreft, geeft alleen de gedraineerde analyse met niet-gereduceerde wrijvingswaarden "correcte" resultaten. De berekeningen met gereduceerde  $c'$  en  $\tan \phi'$  geven vervormingen die groter zijn dan in de werkelijkheid, en des te groter naarmate de reductie groter is.

e) Bezwijkmechanismen (bijlage 10)

De elementenmethoden geven voor de eindstabiliteit van de dijk, waarbij geen opdrijven optreedt, aan dat het glijvlak nagenoeg cirkelvormig is. Op de bijlage 10 is het gebied aangegeven, waarin de cirkels van de Bishop-analyse lage evenwichtsfactoren hebben. Dit gebied is goed vergelijkbaar met de plastische zone uit PLAXIS. Blijkbaar geven cirkelvormige glijvlakken vrij goed het gebied van de plastische vervormingen aan. Indien echter opdrijven van de slappe lagen plaatsvindt (zie Hoofdstukken 5 en 6), geldt deze conclusie niet meer.

Verder stelt men vast dat, naarmate de deelfactor van de wrijvingsparameters  $c'$  en  $\tan \phi'$  groter worden, de plastische zone bij  $\gamma_b = \gamma$  groter worden. De plastische zone breidt zich hierbij uit van de actieve naar de passieve kant van de "schuifvoeg". Dit wijst erop dat eerst de schuifweerstand in het actieve deel volledig gemobiliseerd wordt, en later pas de schuifweerstand aan de passieve zijde.

Uit de berekening bij  $\gamma_b = \gamma$  met niet-gereduceerde  $c'$  en  $\tan \phi'$  blijkt dat plastische zones onder de dijk aanwezig zijn. Dit toont eens te meer aan, dat de evenwichtsfactor volgens de orthodoxe glijvlakberekeningen slechts een uitmiddelling van de verhouding van de aangelegde tot de mobiliseerbare schuifweerstand langs het glijvlak is. Naarmate de volgens Bishop berekende evenwichtsfactor lager is, is de plastische zone onder de dijk groter en meer naar de passieve zijde uitgebreid.



3. Conclusies bij de beoordeling van de eind-stabiliteit met de eindige-elementenmethode, waarbij geen opdrijven plaatsvindt

In het voorgaande is een procedé ontwikkeld om de standzekerheid van een talud in gedraineerde toestand met een eindig-elementenprogramma te beoordelen. Bij deze methode worden  $\tan \phi'$  en  $c'$  zodanig verlaagd, dat bij het eigen gewicht van de ophoging ( $\gamma_b = \gamma$ ) nog juist evenwicht heerst. Het proces dient iteratief herhaald te worden. Heden (1985) is geen automatische variant voorhanden. De definitie van de evenwichtsfactor is vergelijkbaar met die van Bishop.

Andere methoden geven te hoge (gedraineerde analyse met niet-gereduceerde  $\tan \phi'$  en  $c'$ ) of te lage (analyse met schuifsterkte bepaald bij  $\gamma_b = \gamma$ ) waarden van de evenwichtsfactor.

Ten aanzien van de absolute waarden van de evenwichtsfactor geven Bishop en de elementenmethode in het onderhavige probleem slechts een geringe afwijking. De elementenmethode geeft iets lagere waarden voor de evenwichtsfactor.

De vorm van het glijvlak is ook bij de uitgevoerde PLAXIS-analyse vrijwel een cirkel.

Vervormingen kunnen alleen correct worden berekend, indien een gedraineerde analyse met niet-gereduceerde  $\phi'$  en  $c'$ -waarden wordt uitgevoerd.



### 1. Schematisering

Het elementennet werd in de polderrichting tot op 80 m van de binnenteen van de dijk doorgetrokken. Voor elastische consolidatieberekeningen is dit overdreven ver en levert dit onnodig lange rekentijden op. Omdat er een koppeling tussen de elasto-plastische berekeningen en de consolidatieberekeningen gelegd moest worden, was het echter noodzakelijk het elementennet ver door te trekken. Het elementennet is getekend op de bijlage 11. De nummers van de knopen en de elementen is tevens hierin aangegeven.

De grondlagenopbouw werd, op enkele minimale schematiseringen na, ingevoerd zoals ze op het geotechnisch profiel getekend is.

Om rekening te houden met de variaties van de eigenschappen in één-zelfde laag als functie van de afstand tot de dijk, worden enkele lagen in drie deellagen met verticale scheidingen onderverdeeld. De laagindeling is op de bijlage 11 getekend.

De freatische lijn werd gesimuleerd door een wateroverspanning gelijk aan nul aan de knopen op en boven de freatische lijn op te geven. Het aangehouden freatisch vlak is op de bijlage getekend. Ter plaatse van de verticale drainage werd met een verhoogd freatisch vlak gerekend.

Verticale drains kunnen niet zonder meer in een 2-dimensionaal eindig-elementenprogramma meegenomen worden.

Het intekenen van een drain betekent dan namelijk het invoeren van een wand in de drie-dimensionale ruimte.

Bijkomend nadeel is dat, door de vorm van de drains mee te nemen, het aantal knopen en elementen, en dus de rekentijd, aanzienlijk vergroot wordt.

Het gebied van de drains is daarom als een blok ingevoerd. Dit blok heeft aangepaste eigenschappen wat betreft de doorlatendheden, en wel zo dat de drainerende eigenschappen van dat blok equivalent zijn aan het gebied met de verticale drains.



De doorlatendheidseigenschappen in de overige lagen werden overeenkomstig de proefresultaten gekozen. De waarden zijn vermeld in tabel 2 .

Een onderscheid werd gemaakt tussen het veen naast de dijk en het veen onder de dijk: als gevolg van de samendrukking is dit veen minder doorlatend dan volledige onbelast veen.

De spanningen (waarmee de k-waarden uit de grafiek op bijlagen 17 en 18 (Dl.II) geschat zijn), werden bepaald uit de 'initiële spanningstoestand' voor de elasto-plastische berekeningen.

De vermindering van de doorlatendheidscoëfficiënt van het veen werd gesimuleerd door de berekening na 200 dagen te onderbreken (dit is op 83-03-15) en iets lagere k-waarden voor het veen in te voeren (2<sup>e</sup> reeks k-waarden op tabel 2).

Tevens zijn de waarden van de vervormingsparameters G en K en het poriënvolume n in tabel 2 gegeven.

Voor het luchtgehalte is aangenomen dat dit nihil is in het Basisveen en Gorkum Zwaar, terwijl dit zeer gering is in het water onder de grondwaterspiegel.

Het grondwater in de dijk heeft een luchtgehalte van 1% terwijl het luchtgehalte van het overige grondwater op 1/1000 is gesteld. Uit dit luchtgehalte kan de compressibiliteit van het water bepaald worden volgens de benaderingsformule:

$$B' = B + \frac{(1-S_t)}{p}$$

B = compressibiliteit zuiver water =  $(0,5 \times 10^{-6})$

$S_t$  = verzadigingsgraad

p = de absolute druk

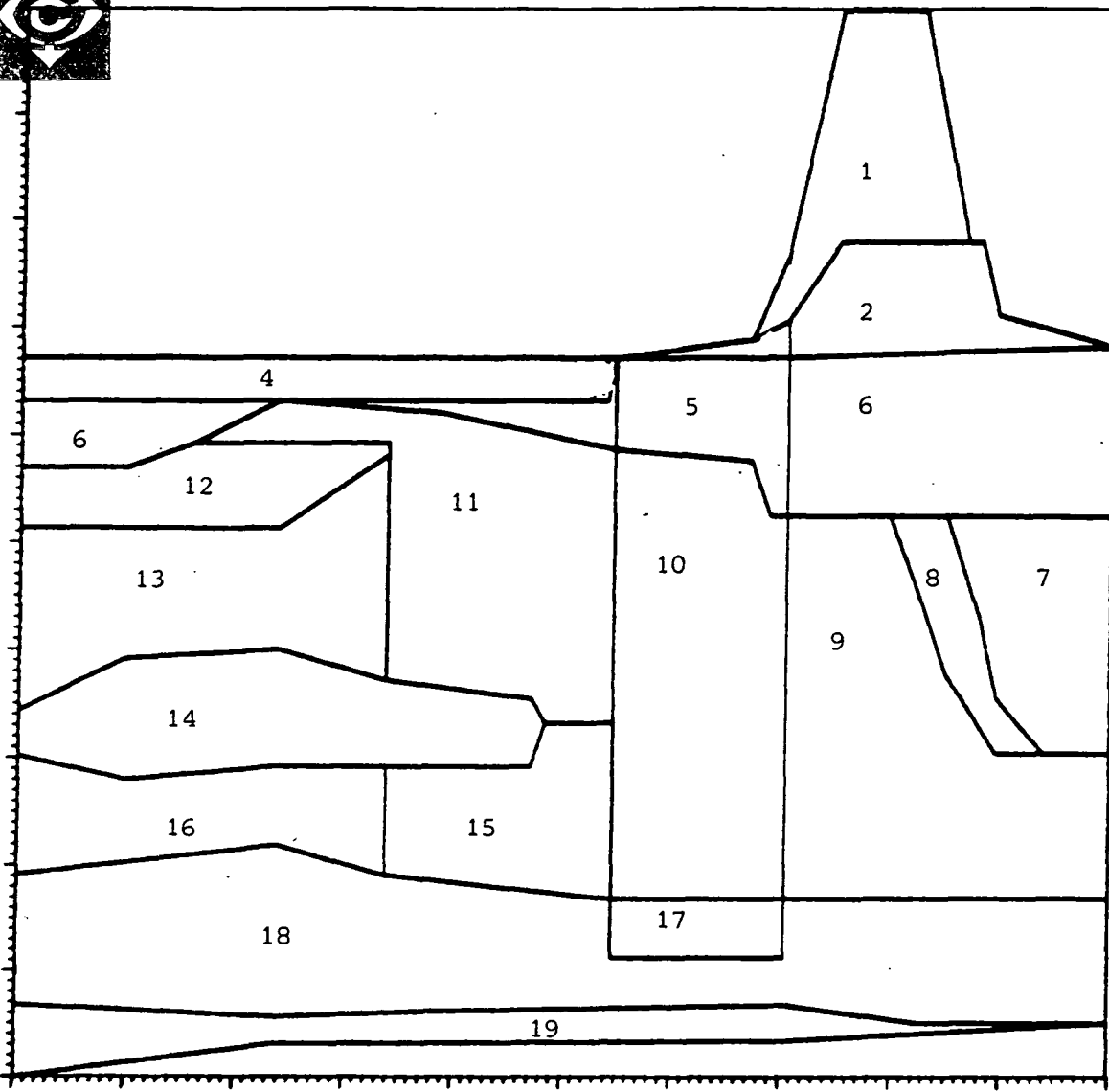




Laag	Grondsoort	K kN/m <sup>2</sup>	G kN/m <sup>2</sup>	n	0 < t < 200		200 < t < 380		Luchtgehalte %
					k <sub>h</sub> m/sec	k <sub>v</sub> m/sec	k <sub>h</sub> m/sec	k <sub>v</sub> m/sec	
1	Dijksmateriaal	1335	450	50%	2E-8	2E-8	2E-8	2E-8	1
2	Dijksmateriaal	1335	450	50%	2E-8	2E-8	2E-8	2E-8	1
3	Dijksmateriaal	1335	450	50%	2E-8	3 <sup>2</sup> E-7	2E-8	3 <sup>2</sup> E-7	1
4	Tiel droog	765	295	60%	2E-8	1 <sup>5</sup> E-8	2E-8	1 <sup>5</sup> E-8	1
5	Tiel drain	765	255	60%	2E-8	3 <sup>2</sup> E-7	2E-8	3 <sup>2</sup> E-7	1E-2
6	Tiel	765	255	60%	2E-8	1 <sup>5</sup> E-8	2E-8	1 <sup>5</sup> E-8	1E-2
7	Zand	8300	3800	40%	5E-4	5E-4	5E-4	5E-4	1E-2
8	Veen (onder dijk)	235	175	80%	1E-8	2E-8	1E-8	2E-8	1E-2
9	Veen (onder dijk)	235	175	80%	1E-8	2E-8	1E-8	2E-8	1E-2
10	Veen (drain)	235	175	80%	7E-8	1E-5	3 <sup>5</sup> E-8	1E-5	1E-2
11	Veen	235	175	80%	7E-8	1E-7	3 <sup>5</sup> E-8	5E-8	1E-2
12	Gorkum Licht	720	240	80%	1E-10	1E-10	1E-10	1E-10	1E-2
13	Veen	235	175	80%	7E-8	1E-7	7E-8	1E-7	1E-2
14	Gorkum Licht	720	240	80%	1E-9	1E-9	1E-9	1E-9	1E-2
15	Veen	235	175	80%	7E-8	1E-7	3 <sup>5</sup> E-8	5E-8	1E-2
16	Veen	235	175	80%	7E-8	1E-7	7E-8	1E-7	1E-2
17	Gorkum Zwaar	1500	320	60%	2E-9	7E-10	2E-9	7E-10	0
18	Gorkum Zwaar	1500	320	60%	2E-9	7E-10	2E-9	7E-10	0
19	Basisveen	1150	390	80%	5E-8	1E-8	5E-8	1E-8	0

Tabel 1.: Ingevoerde parameters SPONS-berekening geldend tussen 82-08-15 en 83-08-15

In de volgende paragrafen worden de resultaten gegeven van de consolidatie-berekeningen in het elastische gebied (eerste en begin tweede werkseizoen) en nadat plastische vervormingen optraden.



Figuur 1. Gebiedsindeling bij SPONS



## 2. Analyse van de berekeningsresultaten - elastisch gebied (82-08-15 tot 83-08-22)

De resultaten zijn gepresenteerd in de vorm van isohypsen, isochronen en het tijdsafhankelijke verloop van de wateroverspanningen van 82-08-15 tot 83-08-22.

### 2.1. Druk-isohypsen (bijlagen 12 A t/m G)

Druk-isohypsen zijn contourlijnen van gelijke wateroverspanningen op een gegeven tijdstip. Ze zijn enigszins vergelijkbaar met isobaren. De bijlagen 12A t/m G geven de berekende isohypsen op verschillende tijdstippen.

De stroming vindt plaats volgens de drukgradiënt, loodrecht op de isohypsen.

Uit de plaatjes leert men het volgende: de waterspanningen die bij de eerste ophogingen (berm) overeenstemmen, blijven goed 'geconcentreerd' in het veld van de drains. Dit is logisch, omdat de belastingen precies boven de drains worden aangebracht en omdat de horizontale doorlatendheidscoëfficiënt van het veen klein is.

Wanneer belastingen op het talud aangebracht worden, vindt men grote wateroverspanningen in de niet-gedraineerde zone. In deze zone nemen de waterspanningen meer toe dan in de gedraineerde zone omdat de belasting weinig spreidt (zie bijvoorbeeld spanningsplaatjes).

Na verloop van tijd breiden de wateroverspanningen zich aan de teen van de berm iets uit ( $T = 150$ ). Vanaf  $T = 150$  vindt men wateroverspanningen onder de volledige breedte van de dijk, dus ook naast de gedraineerde zone.

De grootte ervan kan bijvoorbeeld op de isochronen of het tijdsafhankelijk verloop afgelezen worden (bijlagen 13 en 14).

De wateroverspanningen zijn groter in het niet-gedraineerde gebied dan in de gedraineerde zone. Dit zou ervoor pleiten om de drains zo ver mogelijk onder de bestaande dijk door te trekken. Vooral indien deze voorzien is van een berm, en de verzwaring hoofdzakelijk op de bestaande berm komt, lijkt het raadzaam om de drains tenminste ook onder de reeds aanwezige berm aan te brengen.



De wateroverspanningen breiden zich niet erg ver polderwaarts uit vanaf de teen. De lagen Gorkum Licht zullen dus het consolidatiegedrag zeer weinig beïnvloed hebben.

De isochronen in de verticale door de kruin van de oude dijk zijn getekend op bijlage 13. Isochronen zijn in feite doorsnijdingen van de isohypsen. De gepresenteerde isochronen zijn genomen langs de verticale die door het gebied met de grootste wateroverspanningen loopt.

## 2.2. Consolidatie

De bijlagen 14 A t/m D geven het berekende verloop van de wateroverspanningen als functie van de tijd in een groot aantal knopen. De ligging van deze knopen is op de meshtekening terug te vinden (bijlage 11).

De knopen 763, 765 en 769 stemmen overeen met de plaats van de filters van de waterspanningsmeters op resp. NAP -11,10 m, -8,10 m en -4,60 m. Voor deze knopen zijn de berekende en gemeten wateroverspanningen aangegeven op de bijlagen 14 A, B, C.

De gemeten waterspanningstoename bij belasting kunnen zeer goed teruggevonden worden in de berekeningen (tot 83-08-15). Dit zou erop wijzen, dat het belastingsproces in de nabijheid van de waterspanningsmeters tot deze periode alleen elastische vervormingen heeft veroorzaakt.

De waterspanningsmeter met het filter op NAP -4,60 m ligt zeer dicht bij of nagenoeg op het freatisch vlak. Degelijke berekeningen zijn hierdoor voor deze meter niet mogelijk, omdat hier de neerslag en de compressibiliteit een niet te schatten invloed op de metingen hebben.



Knoop 763 - Waterspanningsmeter op NAP - 11,10 m (bijlage 14 A)

De toename van de wateroverspanningen bij belastingstoename worden met de elastische formule  $\Delta u = \Delta p$  goed teruggevonden.

Tot  $T = 200$  is de afwijking tussen de gemeten en de berekende waarde klein. Op  $T = 360$  geven de gemeten waterspanningen  $2\text{kN/m}^2$  meer dan berekend. De afwijking ligt binnen de meetnauwkeurigheid van de waterspanningsmeter. Het algemene consolidatieverloop is zeer goed benaderd.

Knopen 765 en 769 - Waterspanningsmeters op NAP - 8,10 m en 4,60 m (bijl. 14 B,C)

Hier stemmen de gemeten en de berekende resultaten volledig met elkaar overeen.

Knoop 954 (bijlage 14 D)

In het eerste werkseizoen zijn de berekende absolute wateroverspanningen lager dan in de reeds besproken knopen. Dit is een gevolg van de spannings-spreiding. Vastgesteld kan worden dat het Mandel-Cryer effect optreedt: zonder dat de belasting toeneemt, neemt gedurende de consolidatie de waterspanning toe. De absolute waterspanning op  $T = 60$  d is dan ook groter dan zou volgen uit een eenvoudige spannings-spreidingssom, waarin aangenomen wordt dat de grondspanningen gedurende de consolidatie constant zijn. Vanaf het ogenblik dat belastingen op het eigenlijke talud aangebracht worden, nemen de wateroverspanningen in deze knoop snel toe. Dit komt, omdat deze knoop onder de dan aangebrachte lagen ligt, waardoor de invloed van de spreiding geringer is. Het Mandel-Cryer effect komt nu nauwelijks tot uiting.

2.3. Vervormingen tijdens de consolidatie (bijlagen 15 A t/m C)

De zettingen ter plaatse van de zakbaken zijn getekend op de bijlagen 15 A t/m C. Enkele gemeten zettingen zijn tevens op deze bijlagen weergegeven. Een vergelijking met de zakbaakmetingen is niet goed mogelijk, omdat ze geplaatst werden, nadat reeds zand was aangebracht.



De zettingen zijn op de bijlagen 15 A,B en C uitgezet met als nulniveau de berekende zakking op het tijdstip waarop de zakbaak geplaatst is. Hiermee wordt impliciet aangenomen dat de tot dat ogenblik berekende zettingen overeenstemmen met de werkelijke zettingen. Over een periode van ca. 400 d. na het begin van de werkzaamheden stemmen de gemeten en berekende zettingen goed overeen. Deze periode is de periode waarin slechts zeer kleine (normale) plastische deformaties hebben plaatsgevonden. In de periode waarin de belastingstoename hoofdzakelijk elastische vervormingen geven, geeft het elastische consolidatieprogramma SPONS een goede benadering voor de verticale vervormingen. Dit wijst op een goede keuze van de in het programma ingevoerde parameters. Over het verloop van de berekende zettingen na  $T = 400$  d. zal elders gerapporteerd worden.

Indien met de berekende zettingscurven nader analyseert, stelt men vast dat op ieder ogenblik dat een belasting aangebracht wordt, een ogenblikkelijke zetting optreedt. Deze is het gevolg van vervormingen onder constant volume. Deze ogenblikkelijke zettingen kunnen in principe eenvoudig berekend worden met de formules van de elastische spanningsspreiding, waarbij aan de grond een dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu = 0,5$  en elasticiteitsmoduli voor de ongedraineerde toestand wordt toegekend. Deze is veel hoger dan de hier gehanteerde E-moduli. Men stelt dan tenslotte vast dat geen overeenstemming te vinden is tussen de procentuele aanpassing en de procentuele zetting. Dit is heel normaal, omdat men slechts deze gelijkheid in de voorwaarden van de één-dimensionale consolidatietheorie van Terzaghi kan hebben.

Deze voorwaarden zijn:

- één-dimensionaal probleem
- constante grondspanningen gedurende het hele proces
- geen kruip
- constante doorlatendheid en E-modulus
- kleine vervormingen.

Aan geen enkele van deze voorwaarden is voor een dijkverzwaringprobleem voldaan, zodat het ook zeer toevallig zou zijn dat de zettingen en aanpassingen gelijk lopen.

#### Opmerking

Verticale, opwaartse vervormingen die naast de ophoging ogenblikkelijk na de belastingstoename berekend worden, zijn het gevolg van de ogenblikkelijke vervormingen onder constant volume. Deze opwaartse vervormingen zijn klein en verdwijnen door de consolidatie.



### 3. Analyse van de waterspanningstoename tussen 83-08-22 en 83-09-09

Dezelfde grondlagenthematisering werd aangehouden als bij de voorgaande periode.

#### 3.1. Toename van de wateroverspanningen op T1 (83-08-22)

Op 83-08-22 en 83-09-09 zijn er nieuwe belastingen aangebracht (afwerken tot NAP + 6,30 m en aanbrengen kleibekleding tot NAP + 4.0 op onderberm. Met SPONS zijn de elastische waterspanningstoename doorgerkend. De hiermee overeenstemmende isohypsen zijn op bijlage 16 getekend. De berekende wateroverspanningen bleken niet goed met de gemeten waarden overeen te komen:

Dieptefilter in m - NAP	knoop	$\Delta u$ elastisch kN/m <sup>2</sup>	$\Delta u$ gemeten kN/m <sup>2</sup>
11,10	763	6.3	22
8,10	765	6.3	13
4,60	769	6.2	13

Tabel 2.  $\Delta u^e$  bij belastingstoename op T1 (83-08-22 en 83-09-09)

Op basis hiervan is geconcludeerd dat spanningsherverdeling door plasticiteit en/of compactie een mogelijke bijdrage hebben geleverd tot de inductie van de waterspanningen ter plaatse van de waterspanningsmeters. Hoe dit theoretisch verklaard wordt en in de berekeningen is gesimuleerd, is in Deel I aangegeven. De berekeningsresultaten zijn in het volgende hoofdstuk gegeven.

De uit de DIEKA-analyse op T1 (83-08-22) gevonden extra wateroverspanningen zijn, na vereffening, in SPONS ingevoerd. Twee redenen maakten de vereffening noodzakelijk.

- De bij de eindige elementenmethode gebruikte laagindeling veroorzaakt abrupte overgangen van wateroverspanningen. In werkelijkheid zal de overgang geleidelijk zijn.
- In DIEKA worden de wateroverspanningen per element bepaald. In SPONS moeten de wateroverspanningen per knoop ingevoerd worden. Indien een SPONS knoop op de grens van twee DIEKA elementen ligt, krijgt de knoop de wateroverspanning van één van de DIEKA elementen. Bij de niet-vereffende abrupte overgangen zal deze waarde aanzienlijk van het, wat meer juiste, gemiddelde kunnen verschillen.



Voor de waterspanningsmeters zijn de verschillende toenames hieronder aangegeven.

Waterspanningsmeter	$\Delta u^e$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta u^e + \Delta u^p + \Delta u^{1s}$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta u^{\text{gemeten}}$ kN/m <sup>2</sup>
11,10 - / 763	6.3	9	22
8,10 - / 765	6.3	12	12
4,60 - / 769	6.2	9	13

Tabel 3. Waterspanningstoename op T1 (elastische en elasto-plastische berekening met compactie).

De bijlage 17A geeft de toename  $\Delta u^p + \Delta u^{1s}$  van de wateroverspanningen ten opzichte van de elastische berekening in het bestudeerde dwarsprofiel.

De isohypsen voor T1+(onmiddellijk na de belastingstoename) zijn voor de elastische en de elasto-plastische (met compactie) berekeningen op de bijlage. 17B getekend.

Als gevolg van de hoge potentiaal in het zand op het ogenblik T1, zijn de berekende waterspanningen ter plaatse van de onderste waterspanningsmeter, met ca. 2 à 3 kN/m<sup>2</sup> te verhogen, waardoor een totale waterspanningstoename van ca. 11 kN/m<sup>2</sup> berekend kan worden.

### 3.2. Conclusies voor de periode tussen 83-08-22 en 83-09-09

Men kan de volgende conclusies trekken.

1. De maximale extra-wateroverspanningen bedragen ca. 10 kN/m<sup>2</sup> en zijn gelocaliseerd onder de teen van de oude dijk.
2. De metingen geven hogere extra-wateroverspanningen in de kleilaag (Gorkum Zwaar) dan de berekeningen.
3. Voor de middelste waterspanningsmeter is er een goede overeenkomst tussen de berekeningen en de metingen. De compactie is nodig om de hoge waterspanningen in het veen terug te rekenen.
4. Het maximum in de metingen treedt op met vertraging, soms tot 3 weken na de belastingstoename. Dit komt minder tot uiting in de berekeningen.





ad 2. Toename van de wateroverspanning in de klei

In de kleilaag die op het Pleistoceen rust kan ca. de helft van de gemeten toenames van de wateroverspanningen door de invloeden van de elastische en plastische spanningsverdeling, compactie en de hoge potentiaal worden teruggerekend. De gemeten toename is ongeveer twee maal zo groot als een elastische berekening aangeeft. Als mogelijke redenen voor de afwijking tussen de berekende en gemeten waarden kunnen aangehaald worden:

- de onderschatting van het compactie-aandeel van de klei vlak vóór bezwijken;
- strain softening, waardoor de maximaal mobiliseerbare schuifspanning bij toenemende vervormingen terugloopt, waardoor de waterspanningen kunnen oplopen (zie Deel II);
- onnauwkeurigheden bij de meting: hoe betrouwbaar is een Bourdon bij (grote) plastische deformaties?
- onnauwkeurigheden als gevolg van schematiseringen bij de berekeningen.

ad 4. Vertraagd optreden van de maximaal gemeten wateroverspanningen

Heel opmerkelijk is de "faseverschuiving" in het optreden van de maximale wateroverspanning ten opzichte van het ogenblik dat de belasting aangebracht wordt. Hiervoor kunnen diverse redenen gevonden worden:

- Bij elastische, twee-dimensionale berekeningen met de consolidatietheorie van Biot, vindt men dat de maximale wateroverspanningen iets groter kunnen zijn dan de belastingstoename en dat het maximum met enige vertraging optreedt. Dit effect wordt het "Mandel-Cryer"-effect genoemd en werd proefondervindelijk aangetoond, bijvoorbeeld door Verruyt [34]. Het effect is des te groter naarmate de dwarscontractiecoëfficiënt kleiner is. Voor ophogingen is de tijdsverschuiving van plaats tot plaats verschillend en kan geschat worden (berekeningen van Bijsterveld, [26])

$$T_1 = 0,05 \text{ à } 0,1 \frac{\gamma_w a^2}{2Gk}$$



In deze formule (homogeen elastisch, half oneindig medium) is  $a$  de halve breedte van de ophoging, de overige symbolen zijn reeds gedefinieerd. Naarmate de afstand tussen de ophoging en het meetpunt toeneemt, is de "overshoot" (wateroverspanning groter dan een elastische som geeft) kleiner, maar  $T_1$  groter. Tussen  $t = 0$  en  $t = T_1$  treedt geen aanpassing op.

Opgemerkt wordt dat voor knoop 954, in de periode lopend van 82-08-17 tot 83-08-20 een "overshoot" van ca.  $2 \text{ kN/m}^2$  per belastings-toename is gemeten;  $T_1$  bedroeg ca. 10 à 14 d. De overshoot en tijdsverschuiving worden in zuiver elastische sommen gevonden. Wat de invloed van plasticiteit erop is, is niet bekend.

- Voortschrijdende plasticiteit kan tot inductie van wateroverspanning leiden: de plastische zone kan zich na de belastingstoename nog wat gaan uitbreiden, waardoor gedurende een (onbekende) tijd de spanningen continu herverdeeld worden, hetgeen weer aanleiding kan geven tot extra wateroverspanningen. Zonder een programma waarmee de interactie tussen de plasticiteit en het inductie-dissipatieproces gesimuleerd wordt, kan dit effect niet goed worden gecontroleerd.



#### 4. Consolidatie tussen 83-09-09 en 84-09-10 (van T1+ tot T2-)

##### 4.1. Bepaling van de k-waarden

Na invoering van de extra-waterspanningen is met SPONS het consolidatieproces van 83-09-09 - 84-09-10 berekend.

Met de op tabel 2 vermelde k-waarden gaven de berekeningen veel snellere aanpassingen dan gemeten. Dit wijst dus op een vertraging van het consolidatieproces, hetgeen reeds opgemerkt is in "Analyse van de wateroverspanningen op basis van de metingen alleen".

In SPONS is in dit stadium het drainblok dan ook verwijderd en vervangen door grond met normale waarden voor de doorlatendheden. Verder werden de k-waarsen in de door de spanningstoename beïnvloede veenlagen iets verlaagd. Ten opzichte van de consolidatieberekeningen in de elastische fase (tabel 1) werden de volgende wijzigingen doorgevoerd:

Laag nr.	$k_v$ m/sec	$k_h$ m/sec
3	$3.2 \cdot 10^{-7}$	-
5	$3.2 \cdot 10^{-7}$	-
10	$2 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
11	$2 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-8}$
15	$2 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-8}$

Tabel 4. Gewijzigde k-waarden t.o.v. tabel 1.

Met deze waarden werd (voor het veen vooral) een aanpassingsgedrag berekend, dat beter met de metingen overeenstemt; de consolidatie werd daarom met deze nieuwe k-waarden bestudeerd. Men stelt vast, dat een forse verlaging van de doorlatendheid nodig is.



De volgende redenen kunnen een verklaring voor de plotselinge vertraging van het aanpassingsgedrag geven:

1. Vermindering van de functionering van de drains.
2. Vermindering van de k-waarde van het veen in het gedraineerde gebied.
3. Effect van de kruip op het inductie-aanpassingsgedrag.
4. Effect van de voortschrijdende plasticiteit.

ad 1. : functionering van de drains.

De verminderde functionering van het drainagesysteem kan een gevolg zijn van de ouderdom (verstopping van de poriën) of van de grote (plastische) grondvervormingen waardoor knikken in de drain ontstaan (hinder voor de afstroming). Ook kan een vermindering van de afvoercapaciteit van het drainzand (slechtere verbinding met de sloot) worden genoemd.

ad 2. : k-waarde van het veen.

De toename van de korrelspanningen leidt tot een daling van k in het veen, waardoor ook in het gedraineerde gebied de dissipatie vertraagd wordt. Het mogelijke effect van plastische vervormingen op de doorlatendheid van het veen werd als zo danig niet onderzocht.

ad 3. : effect van de kruip.

Een bekend verschijnsel is dat kruipvervormingen het aanpassingsproces vertragen (een-dimensionaal: [24], [25]; zie ook Deel I, Appendix I).

Zelfs voor het één-dimensionale geval blijkt nog geen kruip-dissipatie-theorie volledig goed uitgewerkt te zijn (Appendix I, Deel I). Voor twee-dimensionale problemen uiteraard ook niet.

Wel is in dit laatste geval gekend dat, hoe hoger het schuifspanningsniveau, hoe sneller de kruipvervormingen (Mitchell). Waarschijnlijk zal dan het effect van de kruip op het dissipatieproces het grootste zijn: vanaf het tijdstip T 1 is het schuifspanningsniveau hoog, zodat dit kruip-effect een wezenlijk effect op de consolidatie kan hebben.



ad 4. : effect van de voortschrijdende plasticiteit.

De voortschrijdende plasticiteit, gedurende de periode waarin ze optreedt, beïnvloedt het consolidatiegedrag. Immers, indien de plastische zone zich na de belastingstoename wat gaat uitbreiden, zal de drukgradiënt variëren, waardoor de afstroming van het overspannen water wordt belemmerd. Indien de randen van een plastische zone uitdijen, dan wordt aldaar een zekere extra-wateroverspanning geïnduceerd. Naar verwachting zal de wateroverspanning in de reeds plastische zone hierdoor niet meer toenemen dan de wateroverspanningen in de randen toegenomen zijn. De drukgradiënt neemt dus af, waardoor de afstroming van binnen in de plastische zone naar buiten toe vertraagd wordt. Deze - blijkbaar logische redenering - kan alleen door berekeningen waarin inductie en dissipatie in een elasto-plastisch model gesimuleerd worden, getoetst worden. Voor het onderhavige onderzoek is de aanname gemaakt dat tussen T1+ en T2- het dissipatieproces van alle op T1 berekende wateroverspanningen met een elastisch model geanalyseerd kan worden.

#### Opmerkingen

1. Invloed van de potentiaal in het zand op het consolidatiegedrag.

Bij potentialen in het zand hoger dan de stationaire waterdrukken in het slappe pakket gaat de randvoorwaarde voor het consolidatieproces tijdelijk over van  $U(Z = Z_{\text{onder}}, t) = 0$  naar  $U_h(Z, Z_{\text{onder}}, t_{\text{hoge potentialen}})$

$> 0$ , waarin  $U_h$  de wateroverspanning ten opzichte van de stationaire toestand gedurende de periode van hoge potentialen voorstelt. De afstroming door de onderrand wordt hierdoor afgeremd of geheel onmogelijk gemaakt. Dit effect is in de berekeningen niet meegenomen (zeer lange invoer en rekentijden voor het simuleren van een effect dat naar verwachting een geringe invloed heeft op de dissipatie).



2. Invloed van de hoge rivierstanden op het consolidatiegedrag.

Analoog als hierboven, heeft een tijdelijk hoge rivierstand (bijvoorbeeld hoge afvoer) een vertragende invloed op het consolidatiegedrag. Immers, hoge rivierstanden beïnvloeden het potentialenbeeld onder de dijk. De invloed laat zich vooral onder de kruin merken. Berekeningen van Barends [30] tonen aan dat daar een potentiaalverhoging in de samendrukbare lagen optreedt (niet-stationaire stromingsberekeningen met consolidatie van de slappe lagen). De drukgradiënt in de zone nabij deze waar de wateroverspanningen maximaal waren, neemt gedurende de periode van hoge rivierstanden af, waardoor de reeds aanwezige wateroverspanningen trager gaan consolideren. Bij normaal geworden rivierstanden kan de consolidatie van de eerder aanwezige wateroverspanningen opnieuw doorgaan. Ook dit effect is niet meegenomen in de berekeningen (zelfde redenen als sub 1).



#### 4.2. Drukisohypsen en isochronen

De drukisohypsen op verschillende tijdstippen van het consolidatieproces zijn getekend op de bijlagen 18A t/m 18D. De wateroverspanningen blijven goed onder het dijklichaam gelocaliseerd. De maximale overspanningen liggen onder de kruin van de nieuwe dijk. De gradiënt naar de drains is kleiner dan tussen T0 en T1, omdat de drainerende eigenschappen van het drainblok zeer sterk verminderd zijn. De isohypsen-beelden zijn sterk gelijkvormig.

De isochronen langs de verticale door de kruin van de dijk zijn op de bijlagen 19 A t/m E getekend.

#### 4.3. Waterspanningen als functie van de tijd

De gemeten en berekende waterspanningen (bijlagen 14 A,B,C ) kunnen moeilijker vergeleken worden in de knoop 763 en 769, omdat in deze knopen de op T 1 geïnduceerde wateroverspanningen door de berekeningen onderschat worden. Aanpassingen (gedefinieerd als  $1 - \frac{u}{\Delta u}$ ) kunnen wel vergeleken worden. In de knoop 765 geven de berekeningen goed de op T 1 geïnduceerde wateroverspanningen terug, zodat een rechtstreekse vergelijking wel mogelijk is.

Periode	Knoop		
	763	765	769
T 0 - T 1 Gemeten	74	74	74
T 0 - T 1 Berekend	83	70	70
T 1 - T 2 Gemeten	62	48	63
T 1 - T 2 Berekend	76	60	60

Tabel 5. Aanpassingen in % 300 dagen na aanbrenging van de belastingen T 0 resp. T 1.

Met de nieuwe k-waarden zijn de aanpassingen vrij goed teruggerekend.



Uiteraard blijven de berekende wateroverspanningen steeds onder de gemeten waarden. Op het ogenblik T<sub>2</sub>- (net voor het begin van de afwerkingswerkzaamheden) is het verschil tussen de gemeten en de berekende waarde ongeveer 4 kN bij knoop 769 en 6 kN bij knoop 763.

In een voorgaande paragraaf is het verschijnsel van het vertraagd optreden van de maximale wateroverspanning besproken. Nadat de maximale wateroverspanning opgetreden is, blijft de wateroverspanning een tijd lang even hoog. Ook dit komt niet goed uit de berekeningen. De redenen voor het gemeten verschijnsel zullen wellicht analoog zijn met deze die aangehaald werden om de "tijdsvertraging" te verklaren, met dien verstande dat deze oorzaken na verloop van tijd een kleinere wateroverspanning zullen induceren, die door de dissipatie gecompenseerd wordt. Later neemt de inductie zoveel af, dat het dissipatieproces de overhand krijgt: vanaf dat ogenblik nemen de gemeten wateroverspanningen af met de tijd.

#### 4.4. Zettingen

De gemeten en berekende verlopen van de zettingen als functie van de tijd zijn voor de zakbaken 53, 54 en 55 op de bijlagen 15 A, B en C getekend. De gemeten en berekende zettingen komen goed overeen tot  $T \approx 400$  d (zie paragraaf 2.3). Vanaf dit ogenblik lopen de berekende elastische zettingen en de gemeten zettingen voor de zakbaken 54 en 55 sterk uiteen.

Voor zakbaak 53 treedt de afwijking later op ( $T \approx 550$  d). De afwijking tussen de elastisch berekende en de gemeten zettingen na de grote belastingstoename in augustus en september 1983 wijzen erop dat deze belastingstoename niet-elastische vervormingen heeft veroorzaakt. In dit opzicht leiden de waterspannings- en de zettingsmetingen tot dezelfde conclusie.





### 5. Invloedsfactoren op de consolidatie

De aanpassing van de wateroverspanningen is afhankelijk van vele factoren: de doorlatendheden (verticaal en horizontaal), de elastische samendrukbaarheid van het skelet (elastische parameters), de compressibiliteit van het poriënwater. De consolidatie van één enkel grondelementje is niet alleen afhankelijk van de eigenschappen van de laag waarin het zich bevindt, maar ook van de andere. Voor een homogeen pakket, is de aanpassing te schrijven als een functie van de dimensieloze factor (niet-compressibel water).

$$\bar{c} = \frac{2 k G}{\gamma_w} \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu}$$

Men kan aantonen, dat deze factor in het één-dimensionale geval overgaat in de consolidatiecoëfficiënt  $c_v$ .

$\bar{c}$  is dus gevoelig voor  $k$ ,  $G$  en  $\nu$ .

De doorlatendheidscoëfficiënt is - in het geval van Streefkerk - veel minder goed bekend (grotere spreiding) en veel méér spanningsafhankelijk dan de glijdingsmodulus. Omdat de fout in  $\bar{c}$  veruit bepaald wordt door de fout in de  $k$ -waarden, is vooral aandacht geschonken aan de juiste (spanningsafhankelijke) keuze van  $k$ .

De  $k$ -waarde verticaal en horizontaal zijn verschillend.

De voor de aanpassing meest belangrijke  $k$  is de  $k$ -waarde, waarvan de richting met de drukgradiënt overeenstemt. Zo is bijvoorbeeld voor de knopen 763, 765, etc. de  $k_h$ -waarde van het materiaal naast de dijk van zeer grote invloed, terwijl de  $k_v$ -waarde geen invloed op de consolidatie heeft. Met hoge  $k_h$ -waarden verloopt de consolidatie veel sneller.



### 1. Inleiding: gang van de berekeningen

Met behulp van de programma's DIEKA en SPONS/2 (beschreven in Appendix D van Deel I) is getracht inzicht te krijgen in het stabiliteitsgedrag, waarbij de invloed van overspannen water meegenomen wordt. Met deze programma's is getracht een zo realistisch mogelijke simulatie te maken van enerzijds het consolidatiegedrag en de waterspanningsopbouw en anderzijds de plastische deformaties met de bijbehorende spanningsverdeling. Dit laatste aandachtsgebied wordt in dit gedeelte beschreven. De rode draad van de gevolgde berekening is gegeven in Hoofdstuk 1 van Deel I.

Op het ogenblik dat een belasting aangebracht wordt, is de stabiliteit te beoordelen aan de hand van een zogenaamde "ongedraineerde of  $c_u$ -analyse of totaalspanningsanalyse".

De dan aanwezige schuifweerstand is:

$$c_u = p' \sin \phi' + c' \cos \phi' , \text{ eventueel verlaagd bij capmodel (I, app.H)}$$

waar  $p'$  de korrelspanning is op het ogenblik net vóór belasten. Zulke ongedraineerde analyses werden uitgevoerd voor de (samengenomen) belastingstoename van 83-08-22 tot 83-09-10 (verder ook tijdstip T1 genoemd) en voor de belastingen van 84-08-14 tot 84-10-01 (verder ook T2). De korrelspanningsvelden net vóór de belastingstoename zijn nodig om  $c_u$  te bepalen. De korrelspanningen op deze ogen-



blikken worden bepaald uit een "gedraineerde of Mohr-Coulomb analyse", waarbij rekening wordt gehouden met de aanwezige water-(over)spanningen. Zulke analyses werden uitgevoerd om de initiële spanningstoestand te vinden (spanningsveld vóór de aanvang van de verzwaringswerkzaamheden) en op de tijdstippen net voor de reeds genoemde belastingstoename.

Voor de eerste belastingstoename (tot een taludhoogte van NAP + 4.50) werd geen totaalspanningsanalyse gemaakt. Er wordt hierbij aangenomen dat alleen elastische spanningstoename optreden.

## 2. Schematisering

Het elementennet werd in de polderrichting tot op 80 m van de oude dijk doorgetrokken. Deze grote afstand is nodig om in verdere berekeningen het opdrijf-effect correct te kunnen simuleren.

In het programma DIEKA kunnen slechts 10 gebieden met verschillende materiaalparameters ingevoerd worden (zie Deel I, Appendix D). Het is daarom van essentieel belang voor de berekeningsgang deze gebieden zorgvuldig te kiezen, omdat bij ongedraineerde analyses in een gebied één maximale schuifsterkte geldt. In de werkelijkheid is de schuifsterkte van punt tot punt verschillend. De voor een bepaald gebied ingevoerde schuifsterkte moet dan ook een representatief gemiddelde voor het beschouwde gebied geven. Dit heeft in de rekenopzet voor DIEKA geleid tot een gebiedsindeling als in figuur 1. Deze indeling is in alle berekeningen gehandhaafd.



toegepaste parameters voor het Mohr-Coulomb model zijn in de volgende tabel gegeven.

Hoe deze waarden bepaald werden is in Deel II aangegeven.

Grondsoort	Gebied	$E_{\text{mod}}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\nu$ (-)	$\phi'$ ( $^\circ$ )	cohesie ( $\text{kN/m}^2$ )
Dijksmateriaal	1	1200	.35	23	20.0
Tiel, naast de dijk	2	690	.35	22	5.4
Tiel, naast de dijk	3	690	.35	22	5.4
Tiel, onder de dijk	4	690	.35	20	10.0
Veen, naast de dijk	5	420	.2	26	5.0
Veen, in de gedraineerde zone	6	420	.2	26	5.0
Veen, onder de dijk	7	420	.2	20	18.0
Gorkum Licht	8	650	.35	19	8.2
Gorkum Zwaar, naast de dijk	9	900	.4	21	5.0
Gorkum Zwaar, onder de dijk	10	900	.4	21	12.0

Tabel 1. Toegepaste parameters in gedraineerde analyse (Mohr-Coulomb model).

Voor alle berekeningen is de dilatatiehoek  $\psi = 0$  genomen.

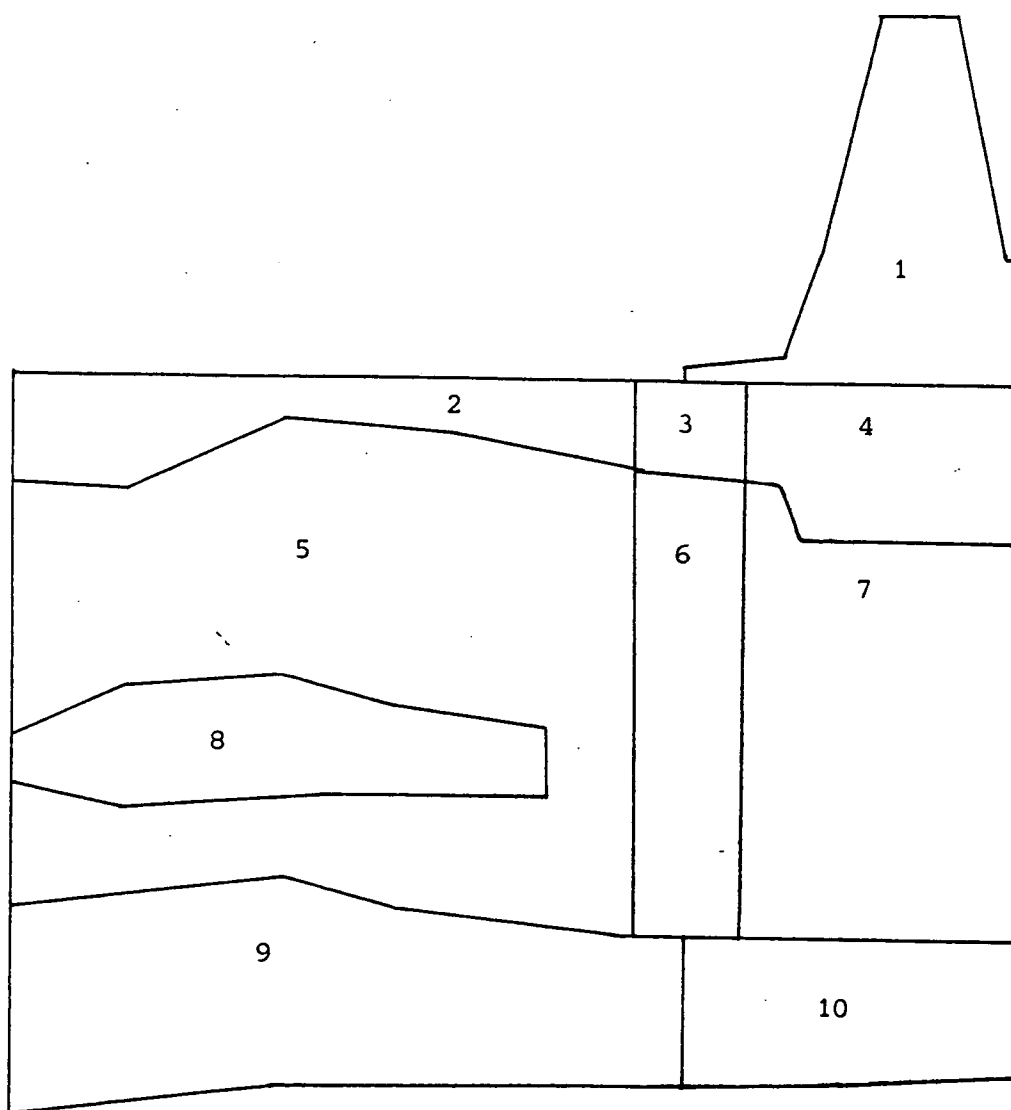
De initiële toestand is berekend met  $c'$  en  $\phi'$  waarden die 10% lager zijn dan vermeld in tabel 1. Bij de uitgevoerde ongedraineerde analyse is de waarde van de dwarscontractie geschat en is de waarde van de elasticiteitsmodulus teruggerekend bij de aanname dat de glijdingsmodulus identiek is met de gedraineerde glijdingsmodulus.

De berekeningen zijn uitgevoerd op het oorspronkelijke profiel (grondlagen en oude dijk). De ophogingen werden gesimuleerd door extra krachten aan de bovenkant van het massief in te voeren. Er wordt dus geen rekening gehouden met de (geringe) eigen sterkte van het ophoogmateriaal, alleen met het gewicht ervan.



In DIEKA kan geen freatische lijn ingevoerd worden. Het probleem werd omzeild door voor de initiële toestand de korrelspanningen uit te rekenen die met de op figuur 1 geschetste freatische lijn overeenstemmen. Om rekening te houden met het niet hydrostatische verloop van de waterspanningen, en omdat geen PN lijnen ingevoerd kunnen worden, is aan het water een equivalent volumegewicht van  $11,2 \text{ kN/m}^3$  toegekend. Hiermee wordt het verloop van de waterspanningen, tenminste in de polder en onder de berm, correct gesimuleerd.

De verticale randen bevinden zich op rolopleggingen, zodat het massief daar verticaal vrij kan bewegen. De onderrand is vastgehouden, hetgeen fysisch overeenstemt met een volledig beschikbare schuifweerstand tussen het zand en de slappe lagen. Bij opdrijven (zie hoofdstuk 6 ) is dit niet meer het geval.



Figuur 1. Gebiedsindeling bij DIEKA.



### 3.1. De initiële spanningstoestand

Bij niet-lineaire berekeningen moet de initiële korrelspannings-toestand (eigengewicht van de lagen en gewicht van de oude dijk) opgebouwd worden. Het programma DIEKA houdt niet rechtstreeks rekening met het eigengewicht, zodat dit via een tussenstap moet gebeuren. Met het programma PLUTO (lineair elastisch) worden de eigengewichten naar knoopkrachten omgerekend. Deze worden vervolgens op het DIEKA mesh aangebracht, zodat eventuele plasticiteit in de initiële spanningstoestand opgespaard wordt.

Eerst werd deze berekening met een " $c_u$ -analyse" uitgevoerd, om een eenvoudige aansluiting te krijgen met de ongedraineerde analyses op T1 en T2. De  $c_u$ -waarde werd uit de met PLUTO geschatte initiële effectieve spanningen berekend volgens:  $c_u = p' \sin \phi' + c' \cos \phi'$ . De reden van deze "ongedraineerde" analyse was om een eenvoudige aansluiting te krijgen met de echte ongedraineerde analyses op T1 en T2. Echter, deze berekeningen vormen een omslachtige en onnauwkeurige manier om het Mohr-Coulomb-gedrag te simuleren en is dan ook vervangen door een echte Mohr-Coulomb analyse, toen bleek dat de koppeling tussen een gedraineerde en een ongedraineerde analyse met verschillende plasticiteitsmodellen geen problemen gaf. Bij een echte Mohr-Coulomb analyse is het aantal verschillende materiaalgebieden meer dan voldoende.

Gerealiseerd dient te worden dat DIEKA, in tegenstelling tot de programma's SPONS en PLAXIS, intrinsiek geometrisch niet-lineair rekent. Dit betekent dat iedere verplaatsing op de geometrie in rekening wordt gebracht. De eigenschappen worden telkens aan het vervormde mesh toebedacht (grote vervormingen-faciliteit). Bij het toepassen van het initiële profiel leidt het aanbrengen van het eigengewicht er toe dat het profiel "kleiner" wordt dan feitelijk aanwezig (samendrukking van de slappe lagen tengevolge van hun gewicht en dat van de dijk). Dit moet numeriek gecorrigeerd worden door de knopen van initiële geometrie een opgelegde verplaatsing te geven die gelijk is in grootte en tegengesteld in zin als de verwachte verplaatsing, zodat, wanneer het eigengewicht aangebracht wordt, het oorspronkelijke profiel teruggevonden wordt. De op te leggen



verplaatsing wordt in een eerste iteratie gevonden. Twee iteraties waren voldoende om het initiële profiel met voldoende nauwkeurigheid terug te vinden.

Bij de initiële toestand blijkt dat er midden onder de dijk een kleine plastische zone (bijlage 20) ontwikkeld is. Deze plastische vervormingen zijn het gevolg van niet gelijkmatige belasting van het massief. De mate waarin het optreedt, hangt af van kruip- en relaxatiemechanismen.

De spanningen tengevolge van het gewicht van de oude dijk spreiden zich horizontaal betrekkelijk ver uit.

### 3.2. Belastingstoename van 82-08-06 tot 83-05-18 (T0+ tot T1-)

De belastingstoename in deze periode (eerste en begin tweede werkseizoen) gaf hoofdzakelijk elastische spanningstoename en vervormingen. Dit is zeker het geval ter plaatse van de waterspanningmeters: de toename van de wateroverspanningen kunnen er immers geheel met elastische formules berekend worden. De gemeten zettingen laten geen plastische vervormingen van belang vermoeden en stemmen vrij goed overeen met de elastisch berekende zettingen.

De toename van de effectieve spanningen gedurende deze periode - die bekend moet zijn om de schuifsterkte op T1 te kunnen berekenen - wordt dan beschreven door SPONS.

Vlak vóór T1 wordt een nieuwe DIEKA-analyse gemaakt met een Mohr-Coulomb model om de in SPONS gevonden effectieve spanningstoename aan de initiële spanningstoestand te koppelen. De effectieve spanningsverandering van SPONS wordt meteen tussenprogramma bij het elasto-plastische programma in rekening gebracht. In het elasto-plastische programma wordt bepaald of deze toename van effectieve spanningen leidt tot toename van plasticiteit.

De effectieve spanningstoestand (bijlage 21) voordat de belasting op T1 aangebracht wordt, blijkt aanleiding te geven tot een zeer geringe toename van plasticiteit. Wel blijkt de oriëntatie van de spanningen te veranderen; de spanningen worden verticaler georiënteerd. Eveneens zijn er geringe horizontale verplaatsingen, waarneembaar aan de teen van de dijk. De stabiliteit is echter volledig gewaarborgd.



### 3.3. De ongedraineerde analyse op T1 (83-08-22)

De effecten van belastingstoename veroorzaakt door de bekleding en de ophoging van NAP + 4.50 m naar NAP + 6.30 m werden in de ongedraineerde analyse op T1 onderzocht.

De korrelspanningen op T1- (die in de voorgaande stap werd berekend) vormen de invoer voor een hulpprogramma dat op grond van deze effectieve spanningstoestand de maximale schuifsterkte bepaalt (volgens de formule in Deel I, appendix H).

Bij de totaalspanningsanalyse op T1 is er vanuit gegaan dat de glijdingsmodulus onveranderd blijft ten opzichte van de gedraineerde analyse. Om rekening te houden met de incompressibiliteit van het poriënwater werd de dwarscontractiecoëfficiënt op 0.49 gesteld. De andere elastische parameters kunnen dan bepaald worden uit G en  $\nu$ . De mate van onsamendrukbaarheid is enigszins arbitrair. Het arbitrair zijn komt voort uit de onzekerheid van de hoeveelheid aanwezige lucht en gassen in de grond, omdat deze moeilijk te meten zijn. Gezien het verticale kweldebiet, kan verondersteld worden dat, zeker in de diepere lagen, de grond meer verzadigd is. Nabij het freatisch vlak kan lucht aanwezig zijn. Door afbraak zullen in het veen gassen aanwezig zijn. De grootte van de ingevoerde dwarscontractiecoëfficiënt beïnvloedt enigszins de numerieke resultaten.

Incompressibele materialen zijn numeriek lastig te hanteren, en dit des te meer naarmate  $\nu$  de waarde 0.5 meer nadert. Voor  $\nu = 0.5$  zijn de berekeningen onmogelijk. Dat incompressibele materialen lastig te hanteren zijn, komt voort uit het feit dat er een aantal systeemvrijheden verdwijnen, doordat het materiaal geen volumeveranderingen kan ondergaan (voor  $\nu = 0.5$  wordt K oneindig, hetgeen numeriek onhandelbaar is).

Wanneer op T1 de belastingsverhoging tengevolge van het ophogen aangebracht wordt, is de handhaving van de stabiliteit duidelijk veel lastiger. Op T1 zijn een aantal berekeningen uitgevoerd:





- I) een berekening met  $c_u$  zoals deze direct volgde uit het tussenprogramma (formules van bijlage H in deel I);
  - II) een dwarscontractiecoëfficiënt van 0.45; een berekening waarbij deze  $c_u$ -waarden met 1.1. verhoogd zijn (bijlage 22);
  - III) een berekening waarbij de  $c_u$ -waarden met 10% zijn verhoogd en gerekend is met een dwarscontractiecoëfficiënt van 0.49 (bijlage 23).
- De eerste berekening leidde tot instabiliteiten en wordt hier verder niet behandeld.

Om evenwicht te garanderen gedurende het hele rekenproces zijn de berekende  $c_u$ -waarden vermenigvuldigd met een factor 1.1. De dijk blijkt nog net stabiel te blijven. Er vinden nu duidelijke uitbreidingen plaats van de plastische regio's. Eendeels is dit een uitbreiding van de plastische zone in de kern van de dijk en anderdeels ontwikkelt zich een plastische zone aan de onderrand enigszins verder landinwaarts dan de teen van de dijk. Bovendien nemen de horizontale verplaatsingen toe op de bovenrand en breiden deze zich uit over een veel groter gebied. Als de dwarscontractie verhoogd wordt tot 0.49 blijkt dat de resultaten nagenoeg overeenkomen met die zoals deze gevonden zijn met een dwarscontractie van 0.45. De numerieke convergentie is echter veel moeilijker te bereiken.

#### Opmerkingen

1. De figuren die de plastische gebieden aangeven voor deze analyse geven iets meer plasticiteit bij  $\nu = 0.45$  dan bij  $\nu = 0.49$ . Dit bleek echter niet veel uit te maken op de spanningen.
2. In de werkelijkheid zullen de twee plastische zones waarschijnlijk aan elkaar aansluiten. Het niet-aansluiten is waarschijnlijk een gevolg van de discretisatie van het probleem in 10 blokken van gelijke eigenschappen.



3. Doordat voor de berekening van de ingevoerde schuifsterktes  $c_u^*$  met het tussenprogramma de formules van appendix H toegepast zijn, en dat later overal de  $c_u$  met 10% is verhoogd, zijn de werkelijk ingevoerde  $c_u$ -waarden gelijk aan

$$c_u = p' \sin \phi' + c' \cos \phi'$$

#### 3.4. Waterspanningen op T1 (83-08-22)

De plasticiteit veroorzaakt herverdeling van de spanningen. Hierdoor ontstaan extra wateroverspanningen ten opzichte van de elastische waterspanningstoename die met SPONS berekend worden (zie Deel I).

De extra wateroverspanningen worden door middel van een tussenprogramma berekend. Hiervoor wordt uitgegaan van:

- de totaalspanningen op T1, berekend met DIEKA
- de wateroverspanningen op T1-, berekend met de SPONS analyse tussen 82-08-17 en net voor de belasting 83-05-19
- de "elastische" wateroverspanningen op T1, berekend met SPONS.

Op T1 werden eveneens de wateroverspanningen als gevolg van de compactie berekend. De toegepaste formules zijn in appendix H van Deel I gegeven:  $\Delta u^{LS} = \lambda(\Delta p')$  waarbij  $\Delta p'$  de toename van de gemiddelde korrelspanning is tussen het begin van de werkzaamheden op het beschouwde ogenblik van belasting. Ook deze extra wateroverspanningen werden via een apart programma voor de hele geometrie berekend.

Het veld van de extra wateroverspanningen  $\Delta u^P + \Delta u^{LS}$  werd in het profiel uitgetekend. De discontinuïteiten werden afgevlakt (zie hoofdstuk over de consolidatieberekeningen).

Het aldus bepaalde veld van de wateroverspanningen werd gesuperponeerd op de totale elastische wateroverspanningen die met SPONS op T1 werden gevonden. Dit veld van wateroverspanningen werd aan het elastische dissipatieproces onderworpen.

Voor de grootte van de wateroverspanningen wordt verwezen naar Hoofdstuk 2 .



### 3.5. Periode van 83-08-22 tot 84-09-20 (T1+ tot T2-)

Gedurende deze periode vond geen extra belasting plaats. Aangenomen werd dat een elastische consolidatieberekening de variatie van de totale en effectieve spanningen in deze periode beschrijft. De gebeurtenissen gedurende deze periode werden met SPONS geanalyseerd (zie hoofdstuk 2 ).

### 3.6. Berekening op 84-09-20, net voor de afschuiving (T2-)

De resultaten zijn gegeven op de bijlage 23.

Op dezelfde wijze als net vóór de belastingstoename op T1 de effectieve spanningstoestand werd bepaald, werden de effectieve spanningen op T2- (dat wil zeggen net voor de afwerking van de dijk) berekend met een Mohr-Coulomb analyse. Met de effectieve spanningen werd de schuifweerstand bepaald. Uit de uitgevoerde effectieve spanningsanalyse blijkt dat de plastische zones verschillen in vergelijking met de analyse op T1 (met de  $c_u$ -waarden waarvoor nog net stabiliteit mogelijk was en  $\nu = 0.49$ ). De toename van de plastische zone is hoofdzakelijk gelokaliseerd onder de oude dijk. Ter plaatse van de water-spanningsmeter is de plasticiteit iets afgenomen. Het blijkt dus dat het dissipatieproces niet overal een verbetering van de stabiliteit heeft veroorzaakt. Berekeningen van Magnan [27] hebben dit eveneens aangegeven.

Hierop wordt dieper ingegaan in het hoofdstuk Consolidatie.

De berekeningen geven aan dat de verplaatsingen van de dijk tussen T1+ en T2- zijn toegenomen, zowel verticaal als horizontaal, als gevolg van de toename van de effectieve spanningen en van de plastische rekken.

rekening op het ogenblik van afwerking en afschuiving

De invloed van de belastingstoename door de afwerking werd in een ongedraineerde analyse gesimuleerd. De schuifweerstand ( $c_u$ -waarden) werden met behulp van het tussenprogramma op basis van de op T2-gevonden effectieve spanningen berekend. Met deze  $c_u$ -waarden kon het systeem zelfs na een groot aantal iteraties, geen evenwicht vinden: er treedt instabiliteit op.



#### 4. Kritische beoordeling van de berekeningen

De gevolgde ontkoppelde analyse van de inductie en dissipatie van de waterspanningen pretendeert niet dit heel complexe proces op de meest correcte wijze te benaderen. De ingevoerde tijdsdiscretisaties, onzekerheden ten aanzien van het materiaalmodel kunnen naast mogelijke onzekerheden van meer numerieke aard als afwijkingen ten opzichte van de werkelijkheid genoemd worden.

##### a. Tijdsdiscretisaties

De effecten van de plastische vervormingen op de inductie van de wateroverspanningen werden op twee tijdstippen bestudeerd (T1 en T2). Omgekeerd werden de effecten van de consolidatie op de plastische vervormingen op twee tijdstippen geanalyseerd (gedraineerde analyses op T1- en T2-). Deze discretisaties in de tijd zijn slechts een benadering voor een interactief proces, waarin plasticiteit en consolidatie elkaar voortdurend beïnvloeden. Wel valt op te merken dat het op de tijdstippen T1 en T2 (waarop de totaalspanningsanalyses en de inductie van "plastische" wateroverspanningen werden berekend) is dat de geïnduceerde wateroverspanningen veruit het grootste zijn. Tussen deze tijdstippen kon het procentuele aanpassingsgedrag vrij goed gesimuleerd worden.

Met de korrelspanningsanalyses op T1- resp. T2- wordt gehoopt alle effecten van de plasticiteit tussen T0+ en T1- resp. T1+ en T2- in één berekening te vatten. Uiteraard is dit slechts een benadering van het werkelijke fenomeen.

##### b. Het materiaalmodel: effect van compactie

De validiteit van het gehanteerde model voor compactie is elders besproken.

De effecten van de compactie werden op dezelfde tijdstippen als de effecten van de plasticiteit ingevoerd, namelijk op T1. Op dat ogenblik is het schuifspanningsniveau in veel plaatsen sterk toegenomen, zodat daar extra wateroverspanningen als gevolg van de compactie ontstaan.



een aantal andere punten was het schuifspanningsniveau vóór T1 al hoog, zodat de effecten van de compactie in die punten iets te laat in de berekeningen zijn ingevoerd. De plastische rekken die met het doorlopen van de limit state gepaard gaan, zijn niet in de berekeningen meegenomen.

c. Mogelijke onzekerheden van numerieke aard

Het effect van de onderlinge afstand tussen de randen en de grootte van de elementen op de resultaten van EEM-berekeningen is bekend. Minder elementen leiden tot fouten. Evenzo beïnvloedt de verdeling van de elementen de resultaten. Het elementennet werd zo optimaal mogelijk gekozen. Er zijn slechts enkele elementen die mogelijkerwijze te groot zouden zijn.

De elementenindelingen werden voor ieder programma dezelfde gehouden. Bij de overdracht van gegevens tussen de programma's (van DIEKA naar SPONS of omgekeerd) kunnen kleine interpolatiefouten optreden. De afwijkingen zijn het grootst bij de scheidingen van lagen met verschillende eigenschappen.

Tenslotte kunnen de theorieën waarin de continuummechanica-vergelijkingen gediscretiseerd zijn, enige invloed hebben op de resultaten. Voor PLAXIS is van een kleine deformatietheorie gebruik gemaakt; voor DIEKA van een grote deformatietheorie.



## HOOFDSTUK 4 - ANALYSE VAN DE AFSCHUIVING MET PLAXIS

### 1. Inleiding

Met het programma PLAXIS zijn twee ongedraineerde analyses op 84-09-22 uitgevoerd (T2 : het tijdstip van afschuiven), één met vaste onderrand en één met een in horizontale richting losse onderrand, om opdrijven te simuleren.

De ingevoerde schuifweerstand in de totaalspanningsanalyse werden berekend volgens:

$$c_u = (p'_\infty - u_{T2-} - \Delta u_{T2-}) \sin \phi' + c' \cos \phi' \quad (4.1)$$

$p'_\infty$  = de effectieve gemiddelde spanning bij volledige consolidatie van de nieuwe dijk. Deze volgt uit de gedraineerde  $c-\phi$  PLAXIS analyse bij  $\gamma_b = \gamma$ .

$u_{T2-}$  = de wateroverspanning, zoals deze met de gecombineerde SPONS-DIEKA aanpak is bepaald op het tijdstip T2-.

$\Delta u_{T2-}$  = de (elastische) wateroverspanningen veroorzaakt door de belastingtoename op T2.

De gehele historie van de wateroverspanningen wordt alléén meegenomen via het veld van de wateroverspanningen. In deze berekeningen is de geschiedenis van de vervormingen en van de spanningen niet meegenomen.

Omdat uitgegaan is van effectieve spanningen, bepaald uit een eerdere PLAXIS-analyse, moesten de gebruikte geometrie, mesh en materiaalparameters dezelfde zijn als bij de bepaling van de eindstabiliteit.

Hiervoor wordt dan ook naar Hoofdstuk 1 verwezen.

#### 1.1. PLAXIS-analyse op T2 met vaste onderrand

De analyse is uitgevoerd tot bezwijken met niet-gereduceerde grondparameters.

De analyse is ongedraineerd, dat wil zeggen dat gerekend is met  $\phi' = 0$  en met  $c_u$ -waarden, bepaald met behulp van formule (4.1).



Deze  $c_u$ -waarden zijn de wateroverspanningen op T2 verrekend. Worden deze  $c_u$ -waarden vergeleken met  $c_u$ -waarden, bepaald zonder de wateroverspanningen op T2, dan blijkt dat deze wateroverspanningen slechts een kleine reductie van de  $c_u$ -waarden tot gevolg hebben.

Bezwijken bleek (bij een vaste onderrand) op te treden bij  $\gamma_{pl} = 1,03 \gamma$ . Deze waarde kan vergeleken worden met een eerder resultaat ( $\gamma_{pl} = 1,11 \gamma$ ), waarbij ook een ongedraineerde analyse tot bezwijken is gedaan, maar dan zonder wateroverspanningen (zie Hoofdstuk 1).

Het blijkt dus dat tengevolge van de wateroverspanningen bezwijken eerder optreedt. Eerder is echter aangetoond dat de berekende waarde van de evenwichtsfactor (1,11) niet zonder meer vergeleken mocht worden met de door Bishop bepaalde evenwichtsfactor en dat geldt dus ook voor de nu bepaalde waarden (1,03).

De waarde 1,11 bleek overeen te komen met een Fellenius-Bishop evenwichtsfactor  $F = 1,3$ , dus (omdat 1,03 kleiner is dan 1,11) zal de Fellenius-Bishop evenwichtsfactor in ieder geval kleiner zijn dan 1,3. Omdat 1,03 amper groter is dan 1, zal de Fellenius-Bishop evenwichtsfactor dat ook zijn.

De bijlage 26 toont het plastische gebied bij  $\gamma_b = \gamma$  (volledig eigen-gewicht). De plastische zone is ver uitgebreid. Op de bijlage 27 is de plastische zone bij bezwijken getekend. Het plastische gebied en de schuifvoeg zijn ongeveer cirkelvormig. Ook meer polderwaarts ziet men plastische zones. De vervormingen laten zich dus verder dan de schuifvoeg voelen.

#### 1.2. Analyse met de losse onderrand

Reeds eerder is vermeld dat bij zeer hoge potentialen in het zand een toestand kan ontstaan waarbij geen schuifspanningen van de slappe lagen naar het zand overgedragen kunnen worden. De mogelijkheid was voorhanden om dit effect op de stabiliteit bij het afschuiven te berekenen door de rand vanaf de verticale onder de teen horizontaal vrij te laten verplaatsen. Hiermee is een extreme toestand gesimuleerd, die waarschijnlijk niet tijdens de afschuiving in het bestudeerde profiel is opgetreden.

Met uitzondering van de onderrandvoorwaarde, zijn alle andere schematiseringen dezelfde als in de voorgaande paragraaf.





De  $c_u$ -waarden zijn gelijk aan de  $c_u$ -waarden die gebruikt werden bij de hierboven besproken analyse met vaste onderrand.

De berekening is doorgezet tot plastisch bezwijken. Bezwijken blijkt op te treden bij  $\gamma_{pl} \approx 1 \gamma$ . Het plastisch gebied en het snelheidsveld bij bezwijken zijn gegeven in bijlage 28. Uit het snelheidsveld blijkt dat bij bezwijken de grond bij de linkerrand vertikaal omhoog wordt geduwd. In werkelijkheid is deze linkerrand natuurlijk niet aanwezig; de berekende evenwichtsfactor ( $\approx 1.0$ ) zal in werkelijkheid dus kleiner zijn dan of gelijk zijn aan  $\approx 1.0$ .

Omdat de op deze manier bepaalde waarde van de evenwichtsfactor  $\approx 1.0$  zeer dicht in de buurt van 1 ligt, zal de Fellenius-Bishop evenwichtsfactor ook nagenoeg 1 zijn.

Uit deze analyse kan dus geconcludeerd worden, dat tijdens opdrijven en met de wateroverspanningen op T2 de stabiliteit van het talud niet gegarandeerd kan worden. Hierbij moet worden opgemerkt dat nu niet gekeken is naar eventuele instabiliteit als gevolg van grote vervormingen (zie Hoofdstuk 6).



## DSTUK 5 - EFFECTEN VAN HOGE RIVIERSTANDEN

---

Bij hoge rivierstanden neemt de potentiaal in het Pleistoceen toe.

Dit heeft twee mogelijke consequenties:

1. Het "opdrijven" van de slappe lagen.
2. Toename van de waterspanningen in de onderkant van de slappe lagen.

Beide hebben invloed op de stabiliteit van de ophoging, doch op verschillende wijzen. In het volgende hoofdstuk wordt dieper ingegaan op de voorwaarden waarbij opdrijven kan plaatsvinden en op de invloed van hoge potentialen op de waterdruk in de slappe lagen.

Het opdrijven van de slappe laag is het laatste stadium waarbij met een toenemende potentiaal in het zand, een geleidelijke afname van de schuifweerstand ontstaat.



## 1. Het opdrijf-effect

Bij hoge rivierstanden kan de potentiaal in het pleistocene zand zo hoog worden, dat er geen evenwicht meer mogelijk is tussen het totaal gewicht van de slappe lagen en de opwaarde druk in het zand, zodat het hele pakket iets opgelicht wordt. De consequentie van dit "opdrijf-effect"\* is, dat geen schuifspanningen meer naar het zand overgedragen kunnen worden: langs het scheidingsvlak is de schuifweerstand tijdelijk nul geworden. In het volgende zal met opdrijven verstaan worden de toestand waarbij de hechting tussen de slappe laag en het zand volledig verdwenen is. "Oplichten" is de toestand waarbij de potentiaal in het zand een vermindering van de schuifweerstand (doch met nog enige overschot) in de scheidingslaag veroorzaakt.

### 1.1. Het opdrijven van de slappe laag

De maximale schuifweerstand tussen de slappe lagen en het zand  $\tau_h$  is gegeven door de kleinste waarde van  $\tau_h$ .

$$\tau_h = c' + (\sigma_v - w) \tan \phi' \quad (1)$$

$\sigma_v$ : verticale grondspanning op het scheidingsvlak;  $\sigma_v$  mag bepaald worden rekening houdend met de spreiding van het gewicht van de dijk.

$w$ : (stationaire) waterspanning bij gemiddelde rivierstand

$c'$ : de "cohesie"

$\tau_h$  moet berekend worden aan de onderkant van de cohesieve lagen, aan de bovenkant van het zand en op het scheidingsvlak.

Hoe  $c'$  met de echte cohesie gerelateerd is, is niet duidelijk.

De waarde van  $\tau$  is - bij dikke veenpakketten, naast de dijk - steeds klein: voor  $\sigma_v' = \sigma_v - w = 20 \text{ kN/m}^2$  en  $c' = 5 \text{ kN/m}^2$  is  $\tau$  niet groter dan  $13 \text{ kN/m}^2$ .

De slappe laag wordt opgedrukt wanneer:

$$p \uparrow \geq \sigma \downarrow$$

$p \uparrow$ : verticale druk in het zand waarbij opdrijven plaatsvindt

$\sigma \downarrow$ : naar beneden gerichte druk

Op het ogenblik dat  $p \uparrow \geq \sigma \downarrow$ , is  $\sigma_v' = 0$  in het zand, en kan geen schuifweerstand meer worden overgedragen:  $\tau_h = 0$ .

\*Engels: uplift



De ondergrens voor  $\sigma \downarrow$  is de verticale grondspanning, waarbij rekening is gehouden met de spreiding van het gewicht van de oude dijk. Aangezien het opdrijven met heel kleine hoekverdraaiingen in de scheiding tussen opdrijvende en niet-opdrijvende lagen gepaard gaat, moeten geen wrijvingskrachten in de slappe laag overwonnen worden. Evenzo is het onvoorzichtig te rekenen op een adhesie tussen de slappe laag en het zand.

Dus wordt het opdrijf criterium in ieder potentieel opdrijfpunt:

$$p \uparrow \geq \sum \gamma_{ni} d_i + I_v \cdot \sigma_d \quad (3)$$

$\sum \gamma_{ni} d_i$  : verticale grondspanning onder de slappe lagen

$\sigma_d$  : spanningsverhoging ten gevolge van de dijk op het maaiveld

$I_v$  : spanningsspreidingsfactor

Gezien de grote onderlinge stijfheidsverschillen tussen de slappe laag en het pleistocene zand, is de spreiding te berekenen met een groot ordecoëfficiënt van Frohlich (zie Appendix C).

De opwaartse druk  $p \uparrow$  is afhankelijk van de rivierstand en de afstand van het beschouwde punt tot de dijk. In het getijgebied is het mogelijk dat gedurende een periode van gemiddeld hoge waterstanden, vrij frequent, doch gedurende een vrij korte tijd (bijvoorbeeld 3 uur)

$p \uparrow > \sigma_v \downarrow$  : de slappe laag "ademt" als het ware op het zand. Bij langdurige hoge waterstanden kan de schuifspanning gedurende lange tijd sterk gereduceerd worden door opdrijven.

Eigenlijk kan  $p \uparrow$  de tegenwerkende spanning nooit veel overschrijden: wanneer de laag opdrijft, neemt de berging toe en de druk valt tot net evenwicht tussen  $p \uparrow$  en  $\sigma_v \downarrow$  gevonden wordt. Indien dit niet het geval was, zou de slappe laag grote rijzingen ondergaan. Men kan zich dus afvragen, of ook bij langdurige hoge potentialen in het zand de laag ook niet gaat "ademen". Het "ademen" zal wellicht niet in alle punten in fase plaatsvinden, en bij het neerkomen zal de schuifweerstand minimaal zijn. Men maakt dus een voorzichtige, maar misschien iets te pessimistische, benadering door  $\tau = 0$  te nemen gedurende de hele duur van de hoge waterstanden over het hele oppervlak waar opdrijven plaats kan vinden.



### 1.2. Het oplichten van de slappe lagen

Voor dat de slappe lagen daadwerkelijk gaan opdrijven ( $\tau = 0$ ), zijn alle mogelijke toestanden denkbaar van verminderde schuifspanning. Is  $p$  de potentiaal in het zand, dan is de schuifweerstand in het zand

$$\tau_z = (\sigma_{vz} - p) \tan \phi_z \quad (2)$$

De schuifweerstand in de erboven liggende laag is niet groter dan ( $p_k$ : waterspanning in de kleilaag)

$$\tau_k = c'_k + (\sigma_{vk} - p_k) \tan \phi_k \quad (3)$$

De maatgevende waarde is de kleinste van beide.

$$\tau_z \gtrless \tau_k$$

$$(\sigma_{vz} - p_z) \tan \phi_z \gtrless c'_k + (\sigma_{vk} - p_k) \tan \phi_k$$

Bij een zeer duidelijke scheiding tussen zand en klei geldt

$$\sigma_{vz} - p_z \approx \sigma_{vk} - p_k = \sigma_v - p$$

Er komt

$$(\sigma_v - p) (\tan \phi_z - \tan \phi_k) \gtrless c'_k$$

$$\sigma_v - p \gtrless \frac{c'_k}{\tan \phi_z - \tan \phi_k}$$

Voor zeer kleine toenames van de potentiaal zal meestal de klei maatgevend zijn (teken  $>$  in de bovenstaande vergelijking). Bij grote potentiaaltoenames zal het zand maatgevend worden voor de schuifweerstand. De vermindering van de schuifweerstand bij een potentiaal  $p$  volgt uit de vergelijking van de passende uitdrukking (2) of (3) met de passende uitdrukking van de schuifweerstand bij normale rivierstand (1). De overgang van de gebieden waar werkelijk opdrijven plaatsvindt naar de gebieden waar geen opdrijven plaatsvindt, zal door een geleidelijke toename van de schuifweerstand gekenmerkt zijn.

Opmerkingen

1. Voor lagen die frequent van het zand loskomen, kan men zich afvragen of de "cohesie" nog aanwezig is (formule 1). Het is ook mogelijk dat de schuifweerstand door de bovenkant van het zand wordt bepaald.
2. Bij zeer lage potentialen kan  $\sigma \downarrow$  door een onderdruk hoger zijn dan de formule (3) aangeeft. Ook  $\tau_h$  zal groter worden dan (1) aangeeft.
3. De grootte van de potentiaal in het zand is afhankelijk van de rivierstand en de duur van de waterstand. In Deel IV, H.3 zijn formules aangegeven om de potentiaal uit te rekenen. Een langdurige, niet-extreme waterstand kan tot de opbouw van grotere potentialen leiden dan een kortdurende hoogwaterstand.



## 2. Waterspanningen onderin de slappe laag

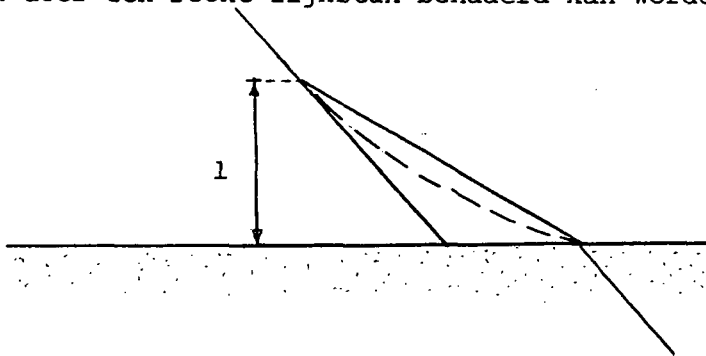
Het verschil tussen de potentiaal in het pleistoceen en de waterdruk in de slappe lagen wordt overbrugd in een zone waarvan de hoogte geschat kan worden door [17] (trapvormige rivierstandsverhoging).

$$l = 2 \sqrt{ct}$$

t = de duur van de potentiaalverhoging

c = de consolidatiecoëfficiënt in de slappe laag (lagen) boven het zand.

De afname van de potentiaal verloopt volgens een exponentiële curve die door een recht lijnstuk benaderd kan worden (zie figuur).



Het potentiaalverschil bedraagt maximaal

$$\Delta u_{\max} = p_{\uparrow} - w$$

w = gemiddelde potentiaal aan de onderkant van de slappe laag

$p_{\uparrow \max}$  = maximale potentiaal in het zand;  $p_{\uparrow \max}$  kan niet veel hoger worden dan  $\sigma_{\downarrow}$ .

$\Delta u$  kan groot worden onder de dijk; opdrijven beperkt  $\Delta u$ .

Indien een potentieel gevaarlijk glijvlak in de zone met hoogte l komt, zal tijdelijk een lagere veiligheid aanwezig zijn, omdat de waterspanningen aan de onderkant van het glijvlak toenemen. Deze lagere veiligheid kan optreden zonder of voordat het slappe pakket opdrijft. Opge-merkt wordt dat, vanaf het ogenblik dat opdrijven plaatsvindt, de schuifweerstand tussen het zand en de slappe lagen tot nul wordt gereduceerd,



hetgeen de gevaarlijkste toestand is. Deze toestand is bepalend voor de stabiliteit, en niet de waterdrukken in de slappe lagen. Daar waar geen opdrijven optreedt (onder de dijk ...) betekenen de toegenomen waterdrukken een verminderde schuifweerstand, hetgeen in de stabiliteitsberekeningen moet worden meegenomen door een aangepast verloop van de waterspanningen in de overgangszone in te voeren.

Wanneer de potentiaal in het zand (en de waterdruk onderaan de slappe laag) hoger wordt dan de stationaire waterdrukken in het slappe pakket, gaat de randvoorwaarde voor de consolidatie aan de onderkant van de slappe laag tijdelijk om van  $u(t, z=z_{\text{onder}}) = 0$  naar  $u = u_0$ , waarin  $u_0$  de wateroverspanning ten opzichte van de stationaire toestand aan de onderrand voorstelt. De afstroming langs de onderrand wordt geremd (als de wateroverspanningen in de slappe laag groter zijn dan  $u_0$ ) of geheel onmogelijk gemaakt (wateroverspanningen kleiner dan  $u_0$ ).





HOOFDSTUK 6 - EFFECT VAN HET OPDRIJVEN OP DE STABILITEIT  

---

EN DE VERVORMINGEN VAN DE DIJK

1. Inleiding

In Hoofdstuk 5 is aangegeven dat bij hoge potentialen in het Pleistoceen de slappe laag kan opdrijven, waardoor geen schuifspanningen via deze laag op het zand kunnen worden overgebracht. De consequenties hiervan op de stabiliteit en de vervormingen van de dijk kunnen niet met cirkelvormige glijvlakanalyses bestudeerd worden. Elasto-plastische analyses werden uitgevoerd om het gedrag van de dijk te simuleren. Zulke analyses werden uitgevoerd voor de eindstabiliteit en voor de uitvoeringsstabiliteit, zowel met PLAXIS als met DIEKA. Deze berekeningen werden aangevuld met een SPONS-berekening en een glijvlak-analyse met niet-cirkelvormige glijvlakken.

Het opdrijfeffect wordt in EE-analyses gesimuleerd door de onderrand van de mesh "los te maken", d.w.z. vrije horizontale verplaatsingen toe te laten. Op deze wijze wordt een extreme toestand gesimuleerd. Het overgangspunt tussen "vast" (onder de dijk) en "los" (waar opdrijven plaatsvindt) vormt een abrupte discontinuïteit in de berekeningen. Men heeft dus een vrij ruwe schematisering van een extreme toestand gemaakt.

Over de consequenties van het opdrijven op de stabiliteit is in de literatuur zeer weinig te vinden. Marsland [21] rapporteert een dijkbreuk langs de Darent, een zijrivier van de Thames (1953) die door opdrijven veroorzaakt zou zijn. Marsland en Randolph [22], na nauwkeurige berekeningen naar de potentiaal bij hoge waterstanden, geven aan dat de rivierdijken langs de Thames, waar opdrijven kan plaatsvinden, bij de verzwaring voorzien worden van 35 m brede bermen die tegen het opdrijven gedimensioneerd worden.

Van Dommelen [4] beschrijft de resultaten van elementenberekeningen voor de Gorkumse Dijk, waar ook opdrijven kon optreden.



geen enkele van de geraadpleegde artikelen is een bevredigende analyse-methode gevonden. Klassieke glijvlakberekeningen zoals gerapporteerd, zijn een zeer ruwe benadering. Elementenberekeningen geven een veel beter inzicht in de optredende mechanismen.

#### Belangrijke opmerking

Nergens wordt melding gemaakt van de consequenties van het opdrijven of oplichten op de horizontale paaldrücken. Dit zal hier niet verder worden behandeld, omdat dit probleem geheel buiten het kader van het studiewerk valt. Wel kan gesteld worden dat bij het loskomen van de slappe laag, de horizontale spanningen tegen de palen zullen toenemen, omdat ze via schuifspanningen niet meer naar het zand overgedragen worden.

## 2. Analyse van de eindstabiliteit (bij volledige aanpassing)

De studie van de consequenties van het opdrijven werd in eerste instantie uitgevoerd voor de eindstabiliteit (gedraineerde analyse met volledige aanpassing), omdat hiermee de effecten van alle invloedsfactoren op de stabiliteit uitgeschakeld zijn. Hierdoor wordt dus de aandacht op één fenomeen geconcentreerd.

### 2.1. Analyse met PLAXIS

Dezelfde geometrie, mesh-indeling en grondeigenschappen als in Hoofdstuk 1 werden genomen. Het vaste punt is gekozen verticaal onder de teen van de berm. Verder naar links is de rand los genomen, en verder naar rechts is hij vast.

#### a. Gedraineerde analyse met gereduceerde sterkteparameters

Om te onderzoeken of (tijdens het opdrijven) een evenwichtsfactor  $F = 1.25$  gewaarborgd is, is een gedraineerde analyse uitgevoerd met een onderrand die in horizontale richting vrij kan bewegen en met de sterkteparameters  $\frac{c'}{1.25}$  en  $\frac{\tan \phi'}{1.25}$ .

Uit zowel het snelheidsveld als het plastische gebied bij  $\gamma_b = \gamma$  (zie bijlage 29A) blijkt dat plastisch bezwijken nog niet is opgetreden. Uit het plastische gebied blijkt dat nog geen doorgaande



elastische zone is gevormd en uit het snelheidsveld blijkt dat nog geen scherp glijvlak is gevormd. Het mechanisme is als volgt: een stuk van een glijcirkel onder de dijk sluit aan op een op stuik belaste zone naast de dijk (daar waar opdrijven heeft plaatsgevonden). De op stuik belaste zone (die kan worden beschouwd als een drukstaaf) wordt tegengehouden door de verticale linkerrand. Hieruit zou men af kunnen leiden dat deze verticale linkerrand te dichtbij gekozen is en dat een nieuwe analyse gedaan zou moeten worden met de linkerrand veel verder naar links, waarbij de onderrand tot deze linkerrand in horizontale richting los gekozen wordt. Een dergelijke analyse zou echter geen nieuwe informatie omtrent de stabiliteit opleveren. Met de nieuwe analyse zou slechts de "drukstaaf" langer worden gemaakt en de bezwijklast van een drukstaaf is (mits deze niet uit kan knikken) onafhankelijk van de lengte ervan.

Het horizontaal evenwicht van de glijdende drukstaaf leert dat de spanningen op de verticale doorsneden van de staaf vanaf een zekere afstand van de dijk niet meer veranderen.

Een en ander slaat alleen op het plastische bezwijken van de drukstaaf. De elastische verkorting van de drukstaaf (en daarmee het kantelen van de dijk langs het stuk glijcirkel dat al gevormd is) is recht evenredig met de lengte ervan.

In werkelijkheid zal het opdrijven over een zekere afstand hebben plaatsgevonden. Verder naar links zou de losse onderrand dan over zijn gegaan in een vaste onderrand. Waar dit gebeurt, maakt (zoals hierboven aangetoond) voor plasticiteit niets uit. Wat belangrijk is, is de vraag of de grond links van het overgangspunt (losse onderrand naar vaste onderrand) wel of niet in staat is de horizontale belasting, veroorzaakt door de "drukstaaf", te dragen. Om te onderzoeken of dit het geval is, is een PLAXIS-analyse gedaan op het stuk grond links van dit overgangspunt met daarop werkend de spanningen die bij de verticale rand berekend werden (in verband met de inhomogeniteit van de grond was een handberekening onmogelijk). De gekozen elementverdeling met de daarop werkende spanning is getekend in bijlage 29B. De berekening is uitgevoerd bij een vaste onderrand, met gereduceerde sterkteparameters  $(\frac{c'}{1.25} \text{ en } \frac{\tan \phi'}{1.25})$  tot  $\gamma_b = \gamma$ . Het plastisch gebied



In het snelheidsveld bij  $\gamma_b = \gamma$  zijn te zien in bijlage 29B. Hieruit blijkt dat (juist bij  $\gamma_b = \gamma$ ) bezwijken is opgetreden: de grondmoot links van het overgangspunt is dus (bij een evenwichtsfactor  $F = 1.25$ ) niet in staat de daarop werkende belasting, veroorzaakt door de grondmoot rechts van het overgangspunt, op te nemen. Doordat bezwijken optreedt juist bij  $\gamma_b = \gamma$ , blijkt dat de geschatte evenwichtsfactor ( $F = 1.25$ ) een goede schatting is geweest en uit bovenstaande (gedraineerde!) analyse zou dan ook geconcludeerd kunnen worden dat in de eindsituatie ook tijdens opdrijven een evenwichtsfactor  $F = 1.25$  met betrekking tot plasticiteit verzekerd is. Deze conclusie is onafhankelijk van de afstand waarover opdrijven heeft plaatsgevonden.

Een nadere beschouwing leert echter dat de waarde van de berekende veiligheidsfactor schijn kan zijn. Immers, deze zegt niets over mogelijke vervormingen. Het bleek immers dat de elastische samendrukking van de "drukstaaf" (en de daarmee gepaard gaande kanteling van de dijk langs het stuk glijcirkel) recht evenredig is met de afstand waarover opdrijven heeft plaatsgevonden. Aangezien deze afstand onbekend is en zeer groot kan zijn, is daarmee de elastische verkorting van de drukstaaf en de daaraan gekoppelde plastische verplaatsing van de dijk zelf onbepaald en kan het talud als geheel als instabiel beschouwd worden, zonder dat een doorlopend glijvlak (aansluitende plastische zone) tot stand komt. Het probleem wordt eerder een vervormingsprobleem dan een stabiliteitsvraagstuk.

Het vervormingsvraagstuk is echter niet op te lossen zolang de lengte en de stijfheid van de drukstaaf onbekend zijn.

#### b. analyse met niet-gereduceerde sterkte-parameters

Om een beter inzicht te krijgen in het werkelijke vervormingsgedrag, werd een analyse gemaakt met niet-gereduceerde  $c'$  en  $\phi'$  waarden. De vorm van de plastische zone (bijlage 30) vertoont veel gelijkennis met het gelijkaardige geval met volledig vaste onderrand. De horizontale vervormingen zijn echter groter. Opnieuw is de grootte ervan afhankelijk van de lengte van de drukstaaf. De vervormingen zijn echter kleiner dan in het voorgaande geval. Immers, doordat de schuifweerstand nu 1,25 maal zo hoog is als in het geval met gereduceerde parameters, kan via het



actieve deel van het glijvlak (onder de dijk) veel meer aandrijvende krachten naar het vaste deel overgedragen worden. De horizontale spanningen op de drukstaaf zullen dus kleiner zijn dan in het geval van de gereduceerde parameters, waardoor de stukrekken van de drukstaaf kleiner zijn. Exacte vervormingsberekeningen kunnen alleen met niet-gereduceerde parameters uitgevoerd worden.

## 2.2. Analyse met DIEKA

Aan de analyse met PLAXIS kleven twee mogelijke onvolkomenheden:

1. Het mogelijke effect van de verticale linkerrand.
2. De grote vervormingen.

### ad 1. Effect van de linkerrand

Hoe dit effect is geanalyseerd is hierboven aangegeven. Men kan zich afvragen of hiermee de werkelijkheid helemaal goed beschreven wordt. Gezien een beperking van PLAXIS, kon geen uitbreiding van de mesh naar links worden verwezenlijkt. De plaats van de linkerrand is van grote invloed op de vervormingen.

### ad 2. Grote vervormingen

Bij de eindige elementen benadering horen de continuum mechanica vergelijkingen gediscrètiseerd te worden en het gedrag van het eindige elementenprogramma is afhankelijk van de continuum theorie, waarop deze gebaseerd zijn, d.w.z. met een kleine deformatietheorie (PLAXIS) ofwel met een grote deformatietheorie (DIEKA). Een grote deformatietheorie is voor dit probleem wel correcter.

#### a. Eerste DIEKA-berekening met losse onderrand: (halverwege de berm)

Bij de DIEKA-berekeningen werden dezelfde mesh en grondparameters als bij de analyse met vaste onderrand gehanteerd. Het vaste punt (overgang van losse naar vaste onderrand) is gekozen op 34 m van de rechterkant van de mesh. De overige knopen kunnen vrij horizontaal bewegen. In de berekening is allereerst het eigengewicht van de slappe lagen en het gewicht /van de



oude dijk aangebracht en daarna is in vier even grote stappen de belasting ten gevolge van het ophogen aangebracht. Deze opzet is gekozen om ten eerste te verifiëren of de stabiliteit van de oude dijk ten gevolge van opdrijven gewaarborgd was (dit is een controle op de berekeningen!) en ten tweede om te controleren of dit ook in de toekomst (na verzwaring) het geval zal zijn. De berekening is uitgevoerd met het Mohr-Coulomb model met parameters zoals deze staan in tabel 1.

Het blijkt voor het massief geen enkel probleem te zijn om het eigengewicht te dragen met een gedeeltelijk losse onderrand. Dit wil zeggen, dat de oude dijk bestand was tegen opdrijven bij hoge rivierwaterstanden, zoals deze in het verleden voorgekomen zijn (bijvoorbeeld 1953), als afgezien wordt van tijdsafhankelijke processen die de voorwaarden van de som zouden kunnen beïnvloeden. De resultaten zijn op de bijlagen 31A, B (25% van het gewicht van de verzwaring), 32A,B (50%) en 33A,B (75%) geïllustreerd.

Als de belasting afkomstig van de verzwaring op de bovenrand nu in vier even grote stappen opgebracht wordt (het is geen historische reconstructie die met deze som beoogd wordt), dan blijkt dat de helft van deze bovenbelasting zonder problemen opgebracht kan worden. De vervormingen en verplaatsingen blijven dan beperkt. Wel is significant dat de plastische zones zich gaan ontwikkelen (31A en 32A): enerzijds bij de overgang van een gladde rand naar een vaste rand; anderzijds ziet men een uitbreiding van de plastische zones vanuit het midden van de dijk. Deze laatste zone ontwikkelt zich naar alle waarschijnlijkheid niet naar boven toe uit, vanwege de overschatting van sterkte in gebied één. Er treedt instabiliteit op als driekwart van de bovenbelasting aangebracht wordt. In dat geval sluiten de twee plastische zones op elkaar aan en kan zich een schuifvlak aan de actieve zijde ontwikkelen (33A). Dit geeft aanleiding tot bezwijken van het massief. Dit is zeer goed te zien door de zeer sterke ontwikkeling van horizontale verplaatsingen binnensdijks (vergelijking van de vervormingsplaatjes overeenstemmend met de helft en driekwart van de bovenbelasting op het massief, bijlagen 32B en 33B).



Wat opvalt is dat binnendijks (passieve kant) geen plastische vervorming optreedt: de ontwikkeling van een schuifvoeg van de kruin naar de losse onderrand is toch voldoende om het massief instabiel te laten worden. Uit de som blijkt duidelijk dat invloed van de onderrand op de stabiliteit van de dijk van zeer grote betekenis is en als een dergelijke randvoorwaarde daadwerkelijk optreedt, is dit niet te vinden met glijcirkelberekeningen.

b. Tweede DIEKA-berekening met losse onderrand: (onder de teen van de berm)

Bij de vorige berekening is het vaste punt nabij de dijk pessimistisch gekozen. Een nieuwe berekening werd gemaakt met het vaste punt op de verticale door de teen van de nieuwe dijk.

Dezelfde berekeningsgang als hierboven werd gevolgd.

De resultaten zijn gepresenteerd op de bijlage 34, 35 en 36 (50%, 75%, 100% van het totale gewicht van de belasting).

Bij volledige belasting van de oude en de nieuwe dijk treedt nog geen bezwijken op, maar is een vrij grote plastische zone waarneembaar.

Deze is hoofdzakelijk in het actieve deel gelegen, en is minder uitgebreid dan bij het bezwijken in het voorgaande geval. Links van het vaste punt merkt men horizontale verplaatsingen. Ze zijn kleiner dan in het voorgaande geval. Uiteraard is opnieuw de grootte van de vervormingen bepaald door de ligging van de linkerrand.

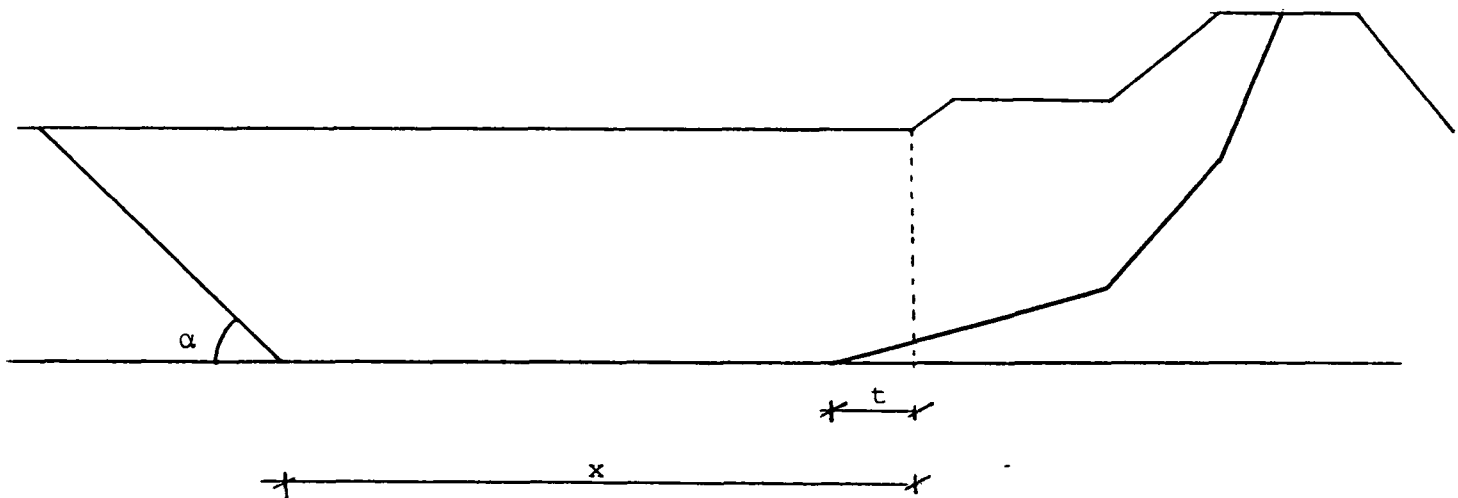
Beter is te zeggen dat in het onderhavige geval de rekken kleiner zijn dan in het voorgaande, maar over de grootte van de vervormingen kan niets worden gezegd, omdat de ligging van het vaste punt niet gekend is.



## lyse met niet-cirkelvormige glijvlakken

Nadat het inzicht in de fenomenen door de eindig-elementenberekeningen is verruimd, werden glijvlak-analyses met niet-cirkelvormige glijvlakken uitgevoerd. Hiervoor werd het LGM-programma GLIJBAAN toegepast. Het laat toe de evenwichtsfactor voor een opgegeven glijvlak met de methode van Spencer te bepalen. De schematisatie van de grondlagen is nagenoeg dezelfde als voor de Bishop berekening (zie Hoofdstuk 1, par. 1).

Het opdrijven werd gesimuleerd door een laag met zeer lage wrijvings-eigenschappen onder de slappe lagen in te voeren ( $c' = 0$ ;  $\phi' = 0,1^{\circ}$ ). De wrijvingseigenschappen in de overige lagen zijn eveneens dezelfde als voor de Bishop berekening. De "vaste" punten werden op verschillende afstanden  $x$  en  $t$  van de teen van de dijk genomen. De vorm van het glijvlak in de actieve zone werd gekozen op basis van de vorm van de plastische zones, zoals uit de elementenberekeningen volgen. De bijlage 37 geeft al deze geometrische beschouwingen duidelijk aan. De resultaten van alle berekeningen zijn in de onderstaande tabel samengevat.



Bij de berekening volgens niet-cirkelvormige glijvlakken, waarbij het opdrijven is gesimuleerd, is gerekend met normaal piezometrisch niveau ( $F$ ) in de slappe lagen en een hoger piezometrisch niveau ( $F^*$ ). Het verhoogde piezometrisch niveau is ca. 1 m hoger dan de freatische lijn en stemt overeen met een gemiddelde wateroverspanning van ca. 0.5 m waterkolom ten opzichte van de stationaire toestand.





Berekening	x (m)	t (m)	$\alpha$ ( $^{\circ}$ )	$\phi^*$ ( $^{\circ}$ )	$F^*$	F
1	31	0	45	0.1	1.37	-
2	31	0	45	10	1.49	-
3	31	0	45	20	1.62	-
4	31	0	45	30	1.78	-
5	81	0	45	0.1	1.25	-
6	131	0	45	0.1	1.21	-
7	131	0	20	0.1	1.21	-
8	131	0	35	0.1	1.18	1.27
9	81	-11	35	0.1	0.93	1.00
10	81	-3	35	0.1	1.13	1.24
11	81	0	35	0.1	1.22	1.32
12	81	1	35	0.1	1.25	1.35
13	81	3	35	0.1	1.30	1.38

Tabel 1.: Resultaten stabiliteitsberekeningen met niet-cirkelvormige glijvlakken.

$F^*$  = met verhoogd piezometrisch niveau.

De hoek  $\phi^*$  is de "wrijvingshoek" in de gladde laag. Voor werkelijk opdrijven is  $\phi^* = 0$ .

Omtrent de berekeningsresultaten kan het volgende worden gezegd:

- De hoek  $\phi^*$  beïnvloedt zeer sterk de waarde van F. Voor  $\phi^* = 30^{\circ}$  heeft men in feite géén opdrijven. De waarde van F die met de cirkelvormige analyse gevonden werd, is lager ( $F_b = 1.34$ ,  $F_s = 1.38$ ). Voor  $\phi^* = 20^{\circ}$  kan haast niet van opdrijven gesproken worden.
- De hoek  $\alpha$  van het passieve glijvlak heeft weinig invloed op de resultaten. De kleinste evenwichtsfactor wordt gevonden bij  $\alpha = 45^{\circ} - \frac{\phi'}{2} = 35^{\circ}$ , zoals te verwachten was.
- De ligging van het vaste punt bij de dijk heeft een grote invloed op de waarde van de evenwichtsfactor.
- Volgens de glijvlakanalyse waarin het opdrijven op deze wijze is gesimuleerd, voldoet het dijkontwerp niet te allen tijde aan de eis ( $F_{\min} = 1.30$ ), afhankelijk van de waarde x en t.
- De grootte van de wateroverspanningen heeft een grote invloed op de waarde van de evenwichtsfactor.



- De grootte van de evenwichtsfactor uit de GLIJBAANberekeningen blijkt afhankelijk te zijn van de lengte van de drukstaaf (van de grootte van  $x$  bij constante  $t$ ). Een eenvoudige redenering en de elasto-plastische berekeningen tonen echter aan dat dit niet kan. Men zou eerst kunnen denken dat dit in verband te brengen is met het effect van de vervormingen. Dit is echter niet het geval, omdat een glijvlakanalyse geen rekening houdt met de vervormingen. De afhankelijkheid van  $F$  met  $x$  is een gevolg van de aanname die Spencer maakt omtrent de hoek  $\theta$  van de interlamelkracht met de horizontaal. In werkelijkheid is  $\theta = 0^\circ$ . Bij de berekeningen met Spencer is  $\theta \neq 0^\circ$ . Dit beïnvloedt het resultaat (nl. de sluitkracht van de krachtenveelhoek) op een wijze die klaarblijkelijk afhangt van de lengte van de drukstaaf (dit bepaalt immers het aantal lamellen waarin de drukstaaf ingedeeld wordt). Een en ander dient nog nader te worden uitgewerkt. Een correcte berekening zou vereisen dat in de drukstaaf (op een zekere afstand van de vaste punten) de hoek  $\theta$  door de gebruiker gelijk nul gesteld wordt. Zulke berekeningen werden niet uitgevoerd, doch zouden in principe tot correcter resultaten leiden. In de toekomst zal het nodig zijn deze invloed goed te onderkennen om correcte berekeningen te kunnen uitvoeren.
- De berekeningen zijn moeizaam en weinig nauwkeurig. Aan de gevonden evenwichtsfactoren kan zeker geen absolute waarde worden gehecht. De glijvlakanalyse zoals uitgevoerd faalt als het gaat om een invloed van  $x$  te bepalen en kan een indicatie geven van de invloed van  $t$ .



Bij een normaal piezometrisch niveau blijkt de veiligheid in de buurt van de 1.30 te liggen, wanneer  $t > 0$ .

Echter in het geval dat ook een gedeelte van de berm mee gaat opdrijven, komt ook hier de waarde van de veiligheid onder de vereiste 1.3 (zie tabel 1.).

Voor  $t = -3$  m, daalt  $F$  tot 1.24. Dit is echter meer dan 1: volgens een glijvlakanalyse zou instabiliteit nog niet optreden.

De DIEKA-elementenberekeningen gaven dat, voor het vaste punt halverwege onder de berm, geen evenwicht gevonden kan worden.

Hierbij werd geen echt doorlopend glijvlak gevonden.

De PLAXIS-analyse waarbij op kunstmatige wijze wel naar een doorlopend glijvlak gezocht werd (kunstmatig, want in de bespreking van de resultaten is gezegd dat een andere bezwijkvorm kan optreden), gaf een evenwichtsfactor van ca. 1.25 (vast punt onder de teen, dus  $t = 0$ ; te vergelijken met  $F = 1.32$ ). Het blijkt dus dat de dijk op grote vervormingen kan bezwijken, hetgeen niet uit een glijvlakanalyse volgt.

Ter illustratie werd een berekening van de eindstabiliteit gemaakt met een oneindig lange drukstaaf\*. Hiermee werd gepoogd na te gaan of de dijk aan de actieve zone alleen haar weerstand kan ontleen. Uiteraard is  $t$  de bepalende factor.

De berekening werd uitgevoerd voor het verhoogd piezometrisch niveau. De evenwichtsfactor bedroeg  $F^* = 1,06$ . Voor het lage piezometrisch niveau kan  $F$  geschat worden op ca. 1,14. Dit betekent dat, voor  $t = 0$ , de dijk net voldoende schuifweerstand aan de actieve zone kan ontleen om de stabiliteit te garanderen. Deze berekening stemt in feite het beste overeen met de elementenberekeningen. De vrij kleine waarden van de evenwichtsfactor sluit vervormingen zeker niet uit.

---

\*Dit werd gesimuleerd door  $c' = 0$  en  $\phi' \approx 0$  ter plaatse van de passieve wig te stellen.

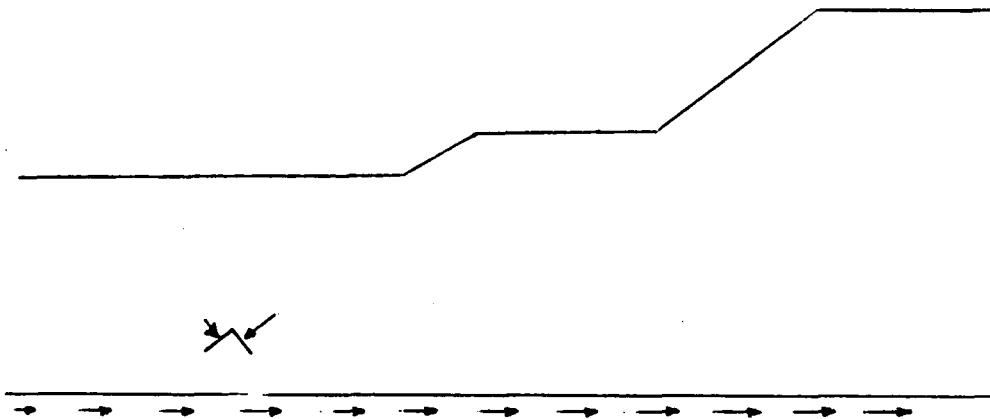
Opmerkingen

1. De vorm van het glijvlak aan de passieve en actieve zijden werd niet nader onderzocht, zodat de werkelijke waarden van de evenwichtsfactoren wellicht iets lager zullen uitvallen dan hier gegeven.
2. Het stabiliteitsprobleem werd hier alleen als een evenwichts-vraagstuk bestudeerd. Aan de eis dat de afschuivende moot een star blok is, is niet voldaan. De glijvlakanalyse zegt tenslotte niets over de vervormingen.
3. Er is geen rekening gehouden met de toename van de waterspanningen in de zone  $l = 2\sqrt{ct}$ , hetgeen tot een kleine overschatting van de evenwichtsfactor leidt. Er is ook geen rekening gehouden met een stijging van het freatisch vlak (neerslag, indringing vanuit rivier).
4. Het programma GLIJBAAN is zeer weinig praktisch van gebruik (geen PN-lijnen, geen aanpassingen, slechts één enkel glijvlak per berekening, maximaal 10 lagen, geformateerde invoer), zodat sterke schematisaties moeten worden gemaakt, hetgeen de nauwkeurigheid niet ten goede komt. Een nieuwe versie, geënt op STAGROM, zal binnen afzienbare tijd beschikbaar zijn. Hiermee zal de analyse met niet-cirkelvormige glijvlakken sterk verbeterd kunnen worden.

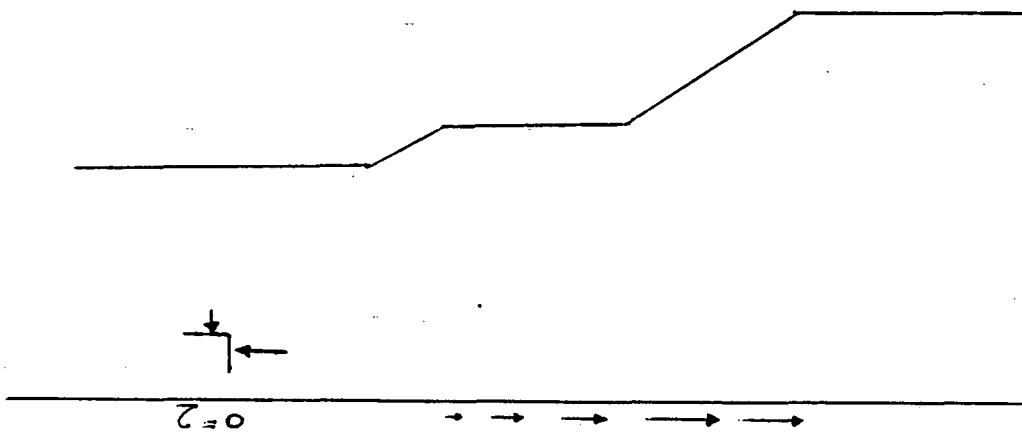


### Schatting van de elastische verkorting van de drukstaaf

Ter schatting van de elastische verkorting van de drukstaaf kan de volgende formulè worden opgesteld: stel dat in normale omstandigheden de slappe laag niet opdrijft. De spanningen zijn zoals op de onderstaande schets verdeeld. Een berekeningsvoorbeeld is gegeven in de bijlage 5.



Bij opdrijven ziet het spanningsveld er anders uit



De horizontale spanningen zijn toegenomen van

$$\Delta\sigma_h = \sigma_{hd} - \sigma_{hi} = \sigma'_{hd} - \sigma'_{hi}$$

Nu kan  $\sigma_{hd}$  nooit groter worden dan de passieve gronddruk  $\sigma_p$ , dus

$$\Delta\sigma'_h \leq \sigma'_p - \sigma'_{hi}$$

$$\Delta\sigma'_h \leq \sigma'_v \lambda_p + 2c\sqrt{\lambda_p} - \sigma'_{hi}$$

$$\Delta\sigma'_h \leq (\lambda_p - \kappa_o) \sigma'_v + 2c\sqrt{\lambda_p} \quad (2.4.1)$$



Indien  $\sigma'_v$  weinig met de diepte toeneemt, is  $\Delta\sigma'_h$  vrij gelijkmatig verdeeld. De verkorting van een dunne horizontale moot op diepte  $y$  is gegeven door de elasticiteitsleer

$$\begin{aligned}\epsilon_h &= \frac{\Delta l}{l} = \frac{1}{E} (\Delta\sigma'_h - \nu^2 \Delta\sigma'_v) \\ &= \frac{\Delta\sigma'_h}{E} (1 - \nu^2)\end{aligned}\quad (2.4.2)$$

Voor  $\sigma'_v$  vrijwel constant over de diepte volgt uiteindelijk

$$\epsilon_h \leq \frac{1}{E} [(\lambda_p - K_o) \sigma'_v + 2c/\lambda_p] (1 - \nu^2) \quad (2.4.3)$$

Uiteraard is deze formule een bovengrensberekening. Naarmate  $t$  groter wordt, zal  $\sigma'_{hd}$  kleiner worden en is de door de formule gegeven horizontale rek te groot. Naarmate meer schuifweerstandreserve in het actieve deel vóór het opdrijven nog aanwezig is (dus naarmate de evenwichtsfactor groter is wanneer geen opdrijven plaatsvindt), zal de horizontale rek kleiner worden, omdat eerst zoveel mogelijk de schuifweerstand in het actieve deel zal worden gemobiliseerd. De elementenmethode geeft een veel beter resultaat.

Een ruwe benadering voor de verticale zakking van de dijk is (b: kruinbreedte, H: dikte van de slappe laag)

$$\begin{aligned}\Delta s_v \cdot b &\approx \Delta s_h \cdot H \\ \Delta s_v &\approx \frac{H}{b} \Delta s_h \approx 2 \Delta s_h\end{aligned}\quad (2.4.4)$$

$\Delta s_h$  en  $\Delta s_v$  zijn vervormingen als gevolg van het opdrijven en moeten gesuperponeerd worden op de overige vervormingen van de dijk. Ze zijn cumulatief: telkens wanneer opdrijven optreedt, zal een (kleine) horizontale en verticale irreversibele vervorming optreden.

Een andere schattingsformule is als volgt af te leiden. Een pessimistische benadering is aan te nemen dat wanneer opdrijven ontstaat, geen extra schuifspanning in de actieve zijde wordt gemobiliseerd, en dus dat alle uit het scheidingsvlak verdwenen schuifspanningen als drukspanningen op de drukstaaf zullen aangrijpen.



Het horizontaal evenwicht vereist in dit geval

$$\int_0^H \Delta\sigma(y) dy = \int_0^1 \Delta\tau_{xy} dx \quad (2.4.5)$$

$\Delta\sigma(y)$  : horizontale spanningstoename op de hoogte  $y$

$\Delta\tau_{xy}$  : schuifspanningsafname op de scheiding  $\Delta\tau_{xy} \leq \tau_{xy,0}$

het = geldt bij opdrijven, het < bij oplichten.

#### Opmerking

Vervormingen door rotatie van de hoofdspinningen worden verwaarloosd. Dit zou slechts een gering effect nabij de dijk kunnen hebben.

Het linkerlid van 2.4.5 stelt de som van alle schuifspanningen op het scheidingsvlak vóór opdrijven  $\tau_{xy,0}$  voor over de lengte van de drukstaaf. Deze nemen snel af met de afstand tot de berm: uit de bijlage 5 (spanningskruisjes) ziet men dat ze vanaf een afstand  $D \approx 2H$  van de teen van de berm voor het berekende geval zeer klein geworden zijn. De grootte ervan kan op de meest exacte wijze met elasto-plastische berekeningen bepaald worden. Zuivere elastische benaderingen met aangepaste spanningsspreidingsformules (zie Appendix C) zijn mogelijk.

Over de verdeling  $\Delta\sigma(y)$  is niets bekend. Indien men aanneemt dat  $\Delta\sigma(y)$  onafhankelijk is van de diepte  $y$ , volgt

$$\Delta\sigma_h = \frac{1}{H} \int_0^1 \tau_{x,y_0} dx$$

Dit combineren met (2.4.2) geeft

$$\Delta s_h = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{1}{H} \int_0^1 \tau_{xy,0} dx \quad (2.4.6)$$

De "werkelijke" vervorming is de kleinste van beide en zal waarschijnlijk voor  $t$  niet al te laag door (2.4.6) gegeven worden.



## 3. Vervormingsgedrag en ontwikkeling van plastische zones bij opdrijven

### 3.1. Het vervormingsmechanisme

Op het ogenblik dat de slappe laag gaat drijven, kunnen de schuifspanningen niet meer overgebracht worden. De horizontale spanningen in de slappe lagen nemen toe. Op voldoende grote afstand van de dijk en van het landinwaartse vaste punt zijn de hoofdspanningen horizontaal en verticaal gericht. Als gevolg van deze gewijzigde spanningstoestand treden vervormingen op.

De elasto-plastische berekeningen hebben aangetoond dat de plastische zones onder de dijk vrij snel kunnen groeien. Indien deze zones zo groot kunnen worden dat ze reiken tot de losse onderrand, kan de dijk grote vervormingen ondergaan. Dit hoeft niet noodzakelijk gepaard te gaan met een doorlopende plastische zone aan de passieve zijde. Immers, het gedeelte van de polder tussen de twee "vaste punten" fungeert als een drukstaaf waarvan de verkorting de grootte van de vervormingen ter plaatse van de dijk bepaalt. De verkorting van de staaf is afhankelijk van

- zijn lengte
- zijn stijfheid.

De lengte speelt evenredig mee in de verkorting van de staaf.

De stijfheid zoals in de berekeningen is ingevoerd, is laag: de gedraineerde E en  $\nu$  waarden waren ingevoerd. In de werkelijkheid kan de stijfheid tijdelijk hoger zijn, omdat het water de toename van de horizontale spanningen kan dragen.

### 3.2. De evenwichtsfactor

De lengte is niet meer van belang, indien het bezwijken van de drukstaaf bestudeerd wordt: de bezwijklast voor een axiaal vloeiende drukstaaf is onafhankelijk van de lengte van die staaf (knikken treedt niet op in de grond!).

De horizontale spanningen kunnen nooit groter worden dan de passieve grond-druk, anders heeft men plastisch bezwijken van de staaf.

Uit de berekeningen zou men kunnen afleiden dat eerst alle schuifweerstand in de actieve zone wordt gemobiliseerd, en uiteindelijk pas (indien geen bezwijken op grote vervormingen is opgetreden) in de passieve zone. De "evenwichtsfactor" ten opzichte van plastisch bezwijken





die de passieve zone in die spanningstoestand heeft, vormt dus de bovengrenswaarde van de veiligheidsfactor. De hier met de PLAXIS-analyse gevonden waarde van 1,25 vormt deze bovengrens. Het dan beschouwde bezwijkmechanisme is een doorlopend glijvlak.

Een ander bezwijkmechanisme kan echter in een eerder stadium optreden; dit mechanisme zal "bezwijken op grote vervormingen" of "bezwijken zonder doorlopende plastische zone" genoemd worden.

Zonder dat een doorlopend glijvlak tot ontwikkeling komt, kan immers een te grote verkorting van de drukstaaf tot bezwijken aan de actieve zijde leiden.

Het is moeilijk om dan nog van een echte evenwichtsfactor te spreken, tenzij men deze definieert als bijvoorbeeld het deelgetal van  $c'$  en  $\tan \phi'$ , waarbij net een schuifvoeg van de kruin naar de losse rand ontstaat (of waarbij net numeriek geen evenwicht kan worden gevonden).

De werkelijke waarde van de aldus gedefinieerde evenwichtsfactor is afhankelijk van de verkorting van de drukstaaf, dus van de ligging van de vaste punten (die de lengte en de spanningstoename op de drukstaaf bepalen) en van de stijfheid van de drukstaaf. Er werden geen elementenberekeningen gemaakt om de minimale waarde van deze evenwichtsfactor te vinden bij de gekozen ligging van het vaste punt: zolang de ligging van de vaste punten en stijfheid van de drukstaaf niet bekend zijn, zou zo'n berekening alleen tot misleidingen en ongefundeerde conclusies leiden. Alleszins is hij kleiner dan 1,25, indien opdrijven over meer dan ca. 30 m kan optreden vanaf de teen (PLAXIS-analyse).

De glijvlakanalyses houden geen rekening met de vervormingen. Wel is gebleken dat de evenwichtsfactor des te kleiner wordt, naarmate het vaste punt bij de dijk dichterbij de rivier gekozen wordt. De invloed van de  $x$  ligt waarschijnlijk aan de wijze waarop  $\Theta$  in de berekeningen was ingevoerd. Berekeningen met  $\Theta = 0$  in de drukstaaf werden niet uitgevoerd. Deze zouden wellicht tot meer consistente resultaten leiden. De ondergrens van de met de glijvlakanalyse berekende evenwichtsfactor voor  $t = 0$  ( $F = 1,14$ ) is hoogstwaarschijnlijk hoger dan wat een gelijkwaardige ondergrensberekening met een elementenberekening zou leveren.



De ligging van het vaste punt nabij de dijk is van kritiek belang. Immers, tot dat punt kunnen grote schuifspanningen naar de zandlaag worden overgedragen. Op een afstand van ca. 2 à 3 H is volgens de elastische spanningsspreidingsformule slechts weinig schuifweerstand op de zandlaag overgebracht. (H: dikte van de slappe laag)

Tijdens de uitvoering zal het enige verschil met de gedraineerde analyse in het bestaan van wateroverspanningen liggen. Omdat de maximaal mobiliseerbare schuifweerstand aan de passieve zijde lager is, zullen er onder de dijk minder (schuif)spanningen naar het zand overgebracht worden. De horizontale spanningen op de drukstaaf zijn dus hoger, hetgeen tot grotere vervormingen of tot instabiliteit kan leiden. In glijvlakberekeningen zal zich dit uiten in een lagere evenwichtsfactor, omdat, in de actieve zone alleen, minder schuifweerstand mobiliseerbaar is om dezelfde aandrijvende krachten tegen te werken. De stabiliteitsberekeningen zullen opnieuw niets over de grootte van de vervormingen vertellen.



## HOOFDSTUK 7 - BESCHRIJVING VAN OPEENVOLGENDE TOESTANDEN VAN DE DIJK

### 1. Doel van het hoofdstuk

De berekeningen waarover in de eerste zes hoofdstukken is gerapporteerd, geven een veel beter inzicht in de opeenvolgende toestanden waarin de dijk zich vanaf het begin van de werkzaamheden tot de afschuiving heeft bevonden. Op basis hiervan kan een mogelijke grondmechanische geschiedenis worden geschreven.

### 2. Periode van 82-08-06 tot 83-08-19

Na de ontzoding werd de zandberm en een laag drainzand aangebracht. De drains zijn gesitueerd onder de berm van de verzwaarde dijk. In het eerste werkseizoen (1982) is een normaal ophogtempo aangehouden (ca. 0,5 m/14 d.). In het begin van het tweede werkseizoen was de ophog-snelheid nog normaal (2 m zand in 3 slagen van maart tot mei). Daarna werd tot in september niet meer opgehoogd.

Gedurende deze hele periode reageren de gemeten waterspanningen in de teen en de zettingen zoals uit elastische berekeningen volgt.

De toenamen van de wateroverspanningen zijn hoofdzakelijk geconcentreerd onder de aangebrachte laag: in het begin onder de berm (in het gedraineerde gebied) en later onder de oude dijk (in het niet-gedraineerde gebied). In het gedraineerde gebied is geen vertraging van het optreden van de maximale wateroverspanning. Dit is echter wel het geval (volgens de berekeningen) naast het draingebied (vertraging van ca. 10 à 14 d.) voor de waterspanningen afkomstig van de belastingen ter plaatse van de berm.

De waterspanningen nemen vrij snel af in het gedraineerde gebied, terwijl de aanpassingssnelheid onder de oude dijk, waar geen drains aanwezig zijn, trager is. Men stelt vast dat vanaf de 200e dag na het begin van de werkzaamheden de aanpassingssnelheid in het gedraineerde gebied iets afneemt ten opzichte van de voorgaande periode. Dit zal wellicht het gevolg zijn van de daling van de k-waarde van het veen onder de toenemende belasting. De zakbaakmetingen tussen 82-08-06 en 83-08-19 kunnen met een elastische consolidatieberekening goed teruggevonden worden.



De plastische zone is gedurende deze periode iets toegenomen (er was reeds een kleine plastische zone onder de oude dijk aanwezig). Concluderend kan worden gesteld dat gedurende deze periode de spanningstoename in hoofdzaak elastische vervormingen hebben veroorzaakt. De veiligheid van de dijk was dus voldoende gegarandeerd als gevolg van het aangehouden lage ophogtempo, waardoor geïnduceerde elastische wateroverspanningen de tijd hebben om tussen twee opeenvolgende belastingsslagen te dissiperen, waardoor de effectieve spanningen genoeg toenemen om een voldoende schuifweerstandstoename te garanderen om de volgende belastingstrap veilig aan te brengen.

### 3. Belastingstoename op 83-08-22 en 83-09-09

Op 83-08-22 is de kleibekleding van de berm tot NAP + 4 m aangebracht. Op 83-09-09 is de verzwaring, inclusief de bekleding, afgewerkt van NAP + 4,50 m tot NAP + 6,30 m. Onder deze grote belastingstoename, die hoofdzakelijk in het meest kritische gebied van het profiel (met name nabij en op de kruin) snel wordt aangebracht, nemen de wateroverspanningen veel meer toe dan elastische berekeningen aangeven. Andere verschijnselen spelen dan een rol in de inductie van de wateroverspanningen, met name compactie en locale plasticiteit. Voor de onderste meter kan de hoge rivierstand ook invloed hebben gehad. De maximale wateroverspanningen treden met (enige) vertraging op, hetgeen zou kunnen wijzen op lokaal voortschrijdende plasticiteit. De stabiliteitsberekeningen met DIEKA tonen aan dat op dat ogenblik het evenwicht nog net bestond en dat alle sterktereserves van de grond aangesproken werden. Uit de zakbaakmetingen blijkt dat rond deze periode (meetdata zijn ver uit elkaar) een plotselinge toename van de zettingen optreedt, die niet verklaard kan worden aan de hand van elastische consolidatieberekeningen. Dit wijst opnieuw op het optreden van grote plastische vervormingen. De berekeningen geven aan dat de hele actieve zone plastisch is geworden en dat de reserve in een stukje van de passieve zone wordt gevonden.



#### 4. Periode van oktober 1983 tot voor de afschuiving

Na de grote belastingstoename van september 1983 verloopt een lange tijd voordat enige dissipatie optreedt. Deze tijd bedraagt tenminste een maand (83-09-20 tot 83-10-28). Na deze laatste datum is niet meer gemeten, zodat de periode zonder aanpassing langer kan zijn. Dit verschijnsel is waarschijnlijk deels te wijten aan de elastische tijdsvertraging, deels aan voortschrijdende plasticiteit en misschien ook aan kruip. Gedurende het winterseizoen zijn jammer genoeg geen metingen verricht, zodat gedurende deze periode weinig over het consolidatiegedrag gezegd kan worden.

Vanaf maart 1984 zijn weer metingen beschikbaar. Alhoewel de absolute wateroverspanningen t.p.v. de meters afnemen, is de aanpassingssnelheid veel vertraagd ten opzichte van 1982. Dit kan een gevolg zijn van een verminderde werking van de drains, aan een daling van de doorlatendheid als gevolg van de belasting, aan kruip en misschien aan voortschrijdende plasticiteit. De toename van de wateroverspanning in de diepste meter in juni 1984 is waarschijnlijk een gevolg van de hoge rivierstand. De berekeningen hebben aangetoond dat de plastische zone gedurende deze periode is verplaatst: verkleining in het passieve gebied en vergroting in het actieve. De schuifsterkte is slechts weinig toegenomen: gedurende deze hele periode was de evenwichtsfactor van de dijk zeer laag, en zeker veel lager dan de gewenste 1,2. De dijk verkeerde die hele periode in een zeer labiele evenwichtssituatie, waardoor een vrij kleine ingreep tot grote consequenties kon leiden.

#### 5. De afschuiving

De kleine ingreep met grote consequenties vond plaats in september 1984. Toen werd de dijk afgewerkt (grauwacke en basalt, wegverharding, schuine afrit aanbrengen en sloot opschonen).

Tussen 15 september en 1 oktober meet men een zeer grote respons in de waterspanningen als gevolg van de dan aangebrachte belastingen. Gedurende drie weken blijven de waterspanningen constant, of lopen zelfs nog wat op.



In de weken voor de feitelijke afschuiving doen zich dus de zelfde verschijnselen voor als in 1983. Tussen de periode waarin de belasting is aangebracht en de feitelijke afschuiving, zijn klachten over abnormale vervormingen door de bewoners van panden gemaakt. De afschuiving is dus door grote plasticiteit voorafgegaan. Ten aanzien van de plasticiteit kan blijkbaar geconcludeerd worden dat, bij hoge plasticiteit, de gevaarlijkste toestand zeker niet direct na de belasting optreedt, maar wel later plaatsvindt. Bij elastische verschijnselen of zeer lage plasticiteit, treedt de gevaarlijkste toestand zeer snel op na de belastingstoename. Het is dus zeer de vraag of de slootopschoning de afschuiving heeft veroorzaakt, zoals uit de data van het opschonen en de afschuiving op het eerste gezicht zou kunnen worden afgeleid. Zonder het graven van de sloot zou de afschuiving waarschijnlijk ook wel opgetreden zijn.

Op te merken valt dat het opvullen van de sloot ter plaatse van raai VI wateroverspanningstoename veroorzaakt die elastisch niet verklaard kunnen worden. Het blijkt dus dat wanneer eenmaal hoge plasticiteit is opgetreden, de sterkte zelfs na behoorlijke dissipatie, slechts weinig toeneemt, zodat bij een latere belasting de grond niets liever wil doen dan niet elastisch reageren.

De berekeningen met een losse onderrand hebben aangetoond dat het opdrijven tot grote vervormingen kunnen leiden. Combinatie van opdrijven en wateroverspanningen tijdens de uitvoering leidt tot uiterst lage stabiliteit. Een talud dat nog net in evenwicht verkeert kan als gevolg van hoge potentialen in het zand tot bezwijken worden gebracht.



## HOOFDSTUK 8 - FORMULES VOOR DE ANALYSE VAN DE GEMETEN WATEROVERSPANNINGEN

---

### 1. Doel van het hoofdstuk

De berekeningen waarover in de voorgaande hoofdstukken wordt gerapporteerd zijn van een hoge moeilijkheidsgraad. Ze kunnen niet voor de begeleiding van de uitvoering worden toegepast. In het onderhavige hoofdstuk worden veel eenvoudiger methoden gepresenteerd, waarmee informatie over de spanningen in de grond kan worden verkregen. Deze methoden kunnen wel voor de begeleiding van de uitvoering worden toegepast door metingen te vergelijken met wat theoretisch te verwachten is voor een "gevaarlijke" of een "ongevaarlijke" toestand.

In dit hoofdstuk worden de methoden uiteengezet en voor het beschouwde probleem uitgewerkt. Hoe de gevonden resultaten beoordeeld moeten worden, zal in detail in het vierde deel aan bod komen.

De bepaling van goede beoordelingscriteria steunt op de resultaten van de elementenberekeningen.



## 2. Analyse van het dissipatieproces op basis van de metingen alleen

In de onderstaande paragraaf wordt een methode voor de analyse van de gemeten wateroverspanning voorgesteld. De analyse en de interpretatie geschiedt uitsluitend op basis van de gemeten wateroverspanningen en behoeft geen enkele bijkomende berekening. Ze vormt een zeer eenvoudige stap in de verschillende technieken ter beoordeling van de metingen. Er wordt aangegeven hoe de aanpassing van de wateroverspanning ten opzichte van de gemeten maximale wateroverspanning voor iedere afzonderlijke belastingstoename op het niveau van de piëzometer berekend kan worden.

### 2.1. Uitgangspunten

De enige benodigde gegevens zijn de waterspanningsmetingen en een nauwkeurige kalender van de werkzaamheden.

De volgende aannamen worden gemaakt:

1. Voor de verzwaring heeft zich in de slappe lagen een bekende stationaire toestand ingesteld. De stationaire toestand blijft ongewijzigd tijdens de bouwperiode.
2. Een aanpassingspercentage wordt gedefinieerd ten opzichte van een gemeten wateroverspanning (fig. 8.1):

$$A_i(\bar{t}) = \left(1 - \frac{u_i(\bar{t})}{u_{i,\max}}\right) 100 \quad (\%)$$

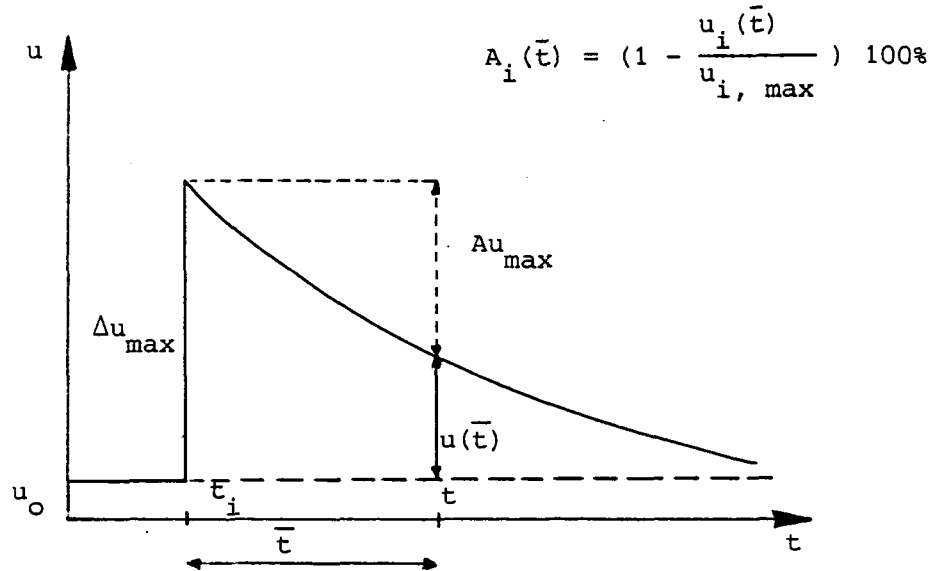
Hierin is:  $A_i(\bar{t})$  : het aanpassingspercentage op het tijdstip  $\bar{t}$  gerefereerd ten opzichte van  $u_{i,\max}$

$u_{i,\max}$  : de gemeten maximale toename van de wateroverspanning ten gevolge van de  $i^e$  belastingstoename

$u_i(\bar{t})$  : de gemeten wateroverspanning op het tijdstip  $\bar{t}$  ten gevolge van de  $i^e$  belasting

$\bar{t}$  : de tijd, waarbij  $\bar{t} = 0$  genomen wordt op het ogenblik dat de  $i^e$  belasting wordt aangebracht.  
 $\bar{t} = t - t_i$ , waarin  $t_i$  het tijdstip is van de  $i^e$  belastingstoename.





Figuur 8.1

ad 1: Stationaire stroming

Deze aanname wordt voor alle consolidatieberekeningen gemaakt en is meestal juist. Alleen in de korte nabijheid van het freatisch oppervlak (schommelingen) en/of in een smalle zone boven het pleistocene zand (zie Deel II, Hoofdstuk 3) kunnen afwijkingen ontstaan.

ad 2: Definitie van de aanpassing

De aanpassing wordt bepaald ten opzichte van een wateroverspanning. Men wenst echter het begrip aanpassing op grond- en korrelspanningen te betrekken. De twee definities zijn gelijkwaardig wanneer de grond normaal geconsolideerd en volledig verzadigd is met een onsamendrukbare vloeistof en dat geen plasticiteit is opgetreden, dat wil zeggen in het elastische gebied. Immers, er geldt dan dat

$$\Delta u_{i, \max} = \Delta p_i \quad \text{op } t = 0 \text{ (zie Deel I, App. E)}$$

$$\Delta p'_i(t) = \Delta p_i - u_i(t) > 0 \text{ voor } t \geq 0$$

$$\frac{\Delta p'_i}{\Delta p_i} = 1 - \frac{\Delta u_i(\bar{t})}{\Delta p_i} = 1 - \frac{\Delta u_i(\bar{t})}{\Delta u_{i, \max}} = A$$

Indien echter plasticiteit of compactie opgetreden is, is

$$\Delta u_{i, \max} > \Delta p_i$$



De gedefinieerde 'aanpassing' zegt dus alleen hoeveel de wateroverspanning is afgenomen en niet hoeveel de korrelspanning is toegenomen, en zegt nog minder over de toename van de schuifweerstand door consolidatie.

## 2.2. Verwerking van de metingen

De belasting is in meerdere trappen aangebracht. Iedere belastings-trap veroorzaakt een toename van de wateroverspanning, die zich superponeert op de voor een deel aangepaste wateroverspanningen, afkomstig van de voorgaande belastingstrappen.

In het onderstaande wordt aangegeven hoe, uitgaande van de gemeten totale waterspanning  $u(t)$  de aanpassing van alle trappen berekend kan worden.

De totale wateroverspanning op een bepaald tijdstip  $t$  is gegeven door (zie fig. 8.2):

$$u(t) = \sum_i u_i(t - t_i) \quad u_i(t - t_i): \text{waterspanningen t.g.v. } i^{\text{e}} \text{ belasting gemeten op het tijdstip } t$$
$$= \sum [1 - A_i(t - t_i)] u_{\max, i}$$

Hieruit volgt de aanpassing  $A_i$  van de  $i^{\text{e}}$  trap alleen:

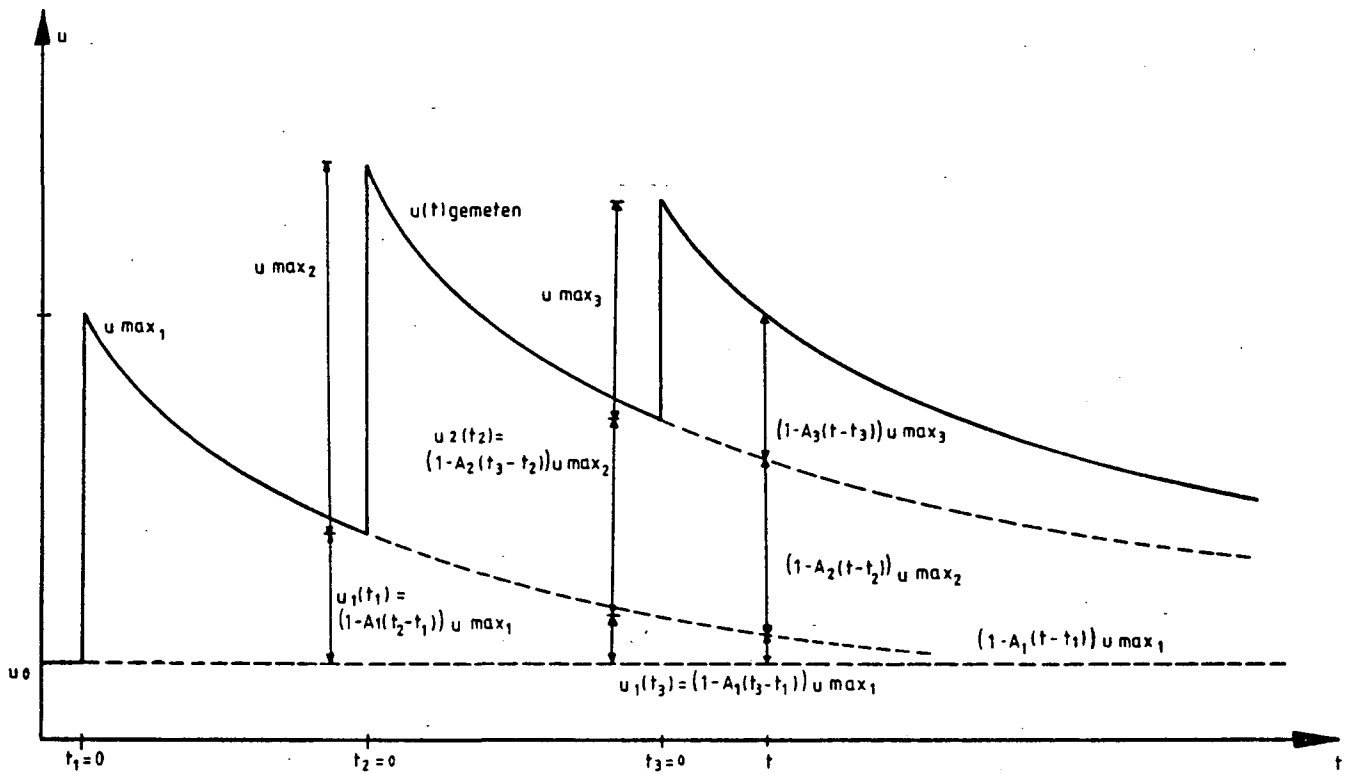
$$1 - A_i(t - t_i) = \left[ u(t) - \sum_{i \neq j} (1 - A_j(t - t_j)) u_{\max, j} \right] \frac{1}{u_{\max, i}}$$

De oplossing is eenduidig, indien alle  $A_i$  bekend zijn ( $j \neq i$ ).

Voor iedere trap  $i > 1$  is de toename van de waterspanning op het ogenblik dat de belasting wordt aangebracht ( $t - t_i = 0$ ).

$$u_{\max, i} = u(t) - \sum_{j < i} (1 - A_j(t_i - t_j)) u_{\max, j}$$

Om een correcte berekening te maken van de wateroverspanning en de aanpassing aan een bepaalde trap  $i$ , moet dus het wateroverspanningsverloop voor  $t < t_i$  worden doorgetrokken (stippellijn op de figuur).



Figuur 8.2

De verwerking is dus als volgt:

- Men begint bij de eerste belastingstrap en zet de aanpassing  $1 - u_1(t - t_0(t=0))$  uit als functie van de tijd op logaritmische schaal.
- Men extrapoleert een curve door de sub a uitgezette punten, op zodanige wijze dat deze door een consolidatiecurve benaderd kan worden ("curve-fitting").
- De sub b gevonden geëxtrapoleerde curve wordt naar wateroverspanningen omgerekend en als de nullijn voor de tweede trap in het gemeten waterspanningsverloop getekend.



- d) Men herbegint a), b) en c) voor de tweede trap, waarbij nu de sub c getekende lijn de 0-lijn voor de tweede trap is. Dit proces wordt telkens voor de volgende trap herhaald.

Volgens deze methode kan op ieder willekeurig tijdstip de aanpassing van de waterspanningen afkomstig van alle belastingen worden berekend op het niveau van de waterspanningsmeter die  $u(t)$  aangeeft. Extrapolatie naar de toekomst is - zij het niet zeer nauwkeurig - ook mogelijk.

De sub b vermelde "curve-fitting" verdient nadere aandacht.

De punten op de aanpassing-log t grafiek moeten aan de oplossing van een consolidatietheorie voldoen. De oplossing zelf is echter niet bekend (anders was er geen vraag meer!), maar wel de algemene vorm ervan, omdat de drainagevoorwaarden bekend zijn. In het geval van Streefkerk kan, bij goede benadering, aangenomen worden dat de punten in het A-log t diagram volgens een curve gelegen zijn, die een oplossing is van de methode Terzaghi-Carillo ter berekening van de aanpassing bij verticale drainage op het niveau van de waterspanningsmeter:

$$1 - A = (1 - A_v)(1 - A_h)$$

waarin  $A_v$  en  $A_h$  door de aanpassingscurve van Terzaghi, geldend voor het niveau van de waterspanningsmeter gegeven zijn (niet noodzakelijk de gemiddelde aanpassingscurve; de gepaste aanpassingscurve is af te leiden uit het isochronenbeeld en de diepte van de meter).

Dus wordt uit een bundel fysisch mogelijke curven die curve gekozen, die het best bij de metingen past. Het is dan vrij eenvoudig de gemeten curve van de desbetreffende trap te extrapoleren en een hydrodynamische periode af te schatten.

### 2.3. Toepassing op de gemeten wateroverspanningen: berekening van de aanpassingen

De uiteengezette methode werd toegepast op de metingen. Het aantal belastingstrappen is echter vrij groot.



Belastingstrappen, die in de tijd dicht bij elkaar liggen, of die slechts zeer kleine toenames van de wateroverspanningen veroorzaken, werden in 4 fasen gegroepeerd.

De fase 1 bestaat uit de eerste 5 belastingstrappen (82-08-06 tot 83-08-10). De fase 2 verloopt van 83-03-20 tot 93-07-83.

De derde fase begint te lopen van 83-08-10 (afwerking kruin en kleibekleding). De vierde fase omvat alle werkzaamheden van 1984.

Omdat al deze fasen enkele weken lang duren, moet voor iedere fase een equivalent tijdstip  $t_{i,e} = 0$  worden bepaald.

Hierover het volgende:

- Bij belastingstoename onder constante snelheid wordt  $t_{i,e} = \frac{1}{2}T_b$  genomen ( $T_b$ : duur van de bouwperiode).

Gezien de kleine waarde van  $\frac{T_b}{T_e}$  is deze methode hier volledig toepasbaar.

- Om geen negatieve aanpassingen te berekenen, moet  $t_{i,e}$  vallen op het moment waarop de maximale toename van de wateroverspanning voor de fase  $i$  gemeten wordt.

In de analyse wordt de bovenste waterspanningsmeter niet beschouwd. Deze blijkt immers haast niet te reageren.

De 0-niveaus voor de eerste trap zijn de waarden van 82-08-05. Dit zijn tevens de asymptotische waarden van de aanpassingscurven (bij niet-gewijzigde stationaire toestand).

De nauwkeurigheid van de meting bedraagt 20 cm WK (2 kN/m<sup>2</sup>).

#### fase 1

Het tijdstip  $t_{i,e}$  is genomen 82-09-10. De aanpassingen op 83-03-20 (na 190 dagen) aan de eerste fase zijn in de tabel en op de bijlage 38A aangegeven.

Voor de trappen 1 en 2 kan na 10 en 20 dagen ook een aanpassingspercentage worden berekend. Deze is ook op de tabel en de bijlage gegeven.

Meter diepte filter (m-NAP)	Aanpassing aan fase 1 na 190 d	Aanpassing aan trap 1 en 2	
		na 10 d	na 20 d
- 4,60	66%	13%	20%
- 8,10	62%	~ 0	7%
- 11,10	62%	14%	26%

Tabel 1: Aanpassingspercentages aan de belasting van de eerste fase.

fase 2

De eerste stap voor de analyse van de tweede fase bestaat uit de extrapolatie van de metingen van 1982. Deze geëxtrapoleerde lijn (op basis van bijlage 38A) is getekend voor de verschillende waterspanningsmeters.

De toenamen van de wateroverspanningen afkomstig van de belastingen van de tweede fase zijn zeer gering ( $u_{z,max} = 2 \frac{kN}{m^2}$ ).

De absolute fout bij een meting bedraagt met het gebruikte type waterspanningsmeter tenminste  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . De relatieve fout op de maximale wateroverspanning is dus 50 à 100%.

Een nauwkeurige berekening van aanpassingspercentages is dus zinloos. Ze wijken af van de curve op de bijlage 38A.

Het gemiddelde van deze waarden valt echter wel op de curve. Gezien deze tweede fase slechts weinig invloed heeft op de korrelspanningen ter plaatse van de waterspanningsmeters, wordt voor deze fase dezelfde - doch in de tijd verschoven - aanpassingscurve als voor de eerste gebruikt.

fase 3

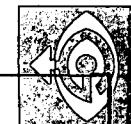
De nullijn voor de fase 3 moet worden geconstrueerd, rekening houdend met de aanpassingen van de twee voorgaande fasen.

Het begintijdstip is genomen op 83-10-01.

De tabellen verzamelen de belangrijkste resultaten: op een aantal data zijn de aanpassingen aan de verschillende fasen gegeven.

De bijlage 38B geeft de aanpassingscurve voor de derde fase.

SAMENVATTENDE TABEL, NAP - 8,10 m



datum	82-09-10			83-06-01			83-10-01		
	fase 1 - aanpassing aan 1			fase 2 - aanpassing aan 2			fase 3 - aanpassing aan 3		
82-09-10	0	0	meting	-			-		
83-03-20	190	62	meting	-			-		
83-04-25	225	68	berek.	-			-		
83-06-01	260	71	"	0	0	(* *) meting	-		
83-08-10	330	77	"	-	-	-	-		
83-10-05	380	80	"	120	55	berek.	0	0	meting
84-03-01	530	90	"	270	70	berek.	150	30	"
84-04-01	560	-	-	300	-	-	180	31	"
84-05-01	590	-	-	330	-	-	210	38	"
84-06-01	620	93	berek.	360	80	berek.	240	42	"
84-07-01	650	-	-	390	-	-	270	46	"
84-08-01	680	-	-	420	-	-	300	48	"
84-10-01	740	95	(*)	480	87	berek.	360	50	"
	aantal d. na max. $\Delta u$ van deze fase	aanp. aan $\Delta u$ van deze fase	wijze van bepaling: (berek. = extrap.)	aantal d. na $\Delta u_{max}$ in fase 2		nullijn extrap. uit fase 1	aantal d. na $\Delta u_{max}$ in fase 3	aanpassing van $\Delta u$ aan deze fase	de nullijn is extrap. fasen 1 + 2

(\*) vergaande extrapolatie.

Tabel 2: Samenvatting aanpassingspercentages aan de verschillende fasen, filter op NAP - 8,10 m.

SE-690470/2

SAMENVATTENDE TABEL, NAP - 11,10 m



datum	82-09-10			83-06-01			83-10-01		
	fase 1 - aanpassing aan 1			fase 2 - aanpassing aan 2			fase 3 - aanpassing aan 3		
82-09-10	0	0	meting	-			-		
83-03-20	190	62	meting	-			-		
83-04-25	225	68	berek.	-			-		
83-06-01	260	71	"	0	0	(* *) meting	-		
83-08-10	330	77	"	-	-	-	-		
83-10-05	380	80	"	120	55	berek.	0	0	meting
84-03-01	530	90	"	270	70	"	150	42	"
84-04-01	560	-	-	300	-	-	180	47	"
84-05-01	590	-	-	330	-	-	210	52	"
84-06-01	620	93	berek.	360	80	berek.	240	57	"
84-07-01	650	-	-	390	-	-	270	59	"
84-08-01	680	-	-	420	-	-	300	62	"
84-10-01	740	95	(berek*)	480	87	berek.	360	63	"
	aantal d. na max. $\Delta u$ van deze fase	aanp. aan $\Delta u_{max}$ van deze fase	wijze van bepaling (berek. = extrapol.)	aantal d. na $\Delta u_{max}$ in fase 2	* *	nullijn extrap. van fase 1	aantal d. na $\Delta u_{max}$ van deze fase	aanpassing aan $\Delta u_{max}$ van deze fase	de nullijn is extrap. fasen 1 + 2

(\*) kan verkeerd zijn

(\*\*) geen goede metingen

Tabel 3: Samenvatting aanpassingspercentages aan de verschillende fasen, filter op NAP - 14,10 m.

SE-690470/2





Opmerking: de groepering van trappen in fasen

Indien de trappen niet worden gegroepeerd, worden de berekeningen vlug onoverzichtelijk. Bovendien vereist de eerste berekening ( $i = 1$ ) een grote aanpassing, zoniet maakt men grove fouten bij de extrapolatie voor de volgende trap. Indien voor een berekening ( $i > 1$ ) geen aanpassingscurve kan worden getekend (zoals hier het geval was voor  $i = 2$ ), kan men zich beroepen op die van  $i - 1$  voor de behandeling van  $i + 1$ .

Na de analyse van de volledige meting in een eerste iteratie met gegroepeerde belastingstrappen, heeft men al inzicht in de aanpassingscurven. Voor een tweede iteratie kan dan van de groepering worden afgezien en kan men voor alle afzonderlijke trapjes met geschatte curven uit de eerste iteratie werken. Het procédé wordt echter zeer omslachtig en zal waarschijnlijk nauwelijks tot exacter resultaten leiden.

2.4. Bespreking van de aanpassingen - conclusies met betrekking tot de metingen

De vergelijking van de aanpassingscurven van de eerste en de derde fase leidt tot het volgende:

- De aanpassing op eenzelfde niveau is bij de derde fase trager dan bij de eerste volgens:

$$\log t_2 - \log t_1 = \log 2$$
$$\text{of } \frac{t_2}{t_1} = 2$$

Redenen voor de vertraging van de aanpassingssnelheid werden reeds gegeven.



- De duur van de hydrodynamische periode (gedefinieerd op basis van aanpassingen) voor de eerste (en de tweede) fase kan geschat worden op: 1000 d.; die van de derde fase op ongeveer 2500 d.
  
- Voor de eerste fase verlopen de aanpassingen op de verschillende niveaus nagenoeg even snel. Na 190 d zijn de aanpassingen haast gelijk. Voor voldoende hoge t-waarden hebben aanpassingsisochronen een nagenoeg trapezoidale vorm.  
Voor de derde fase is duidelijk een na-ijling van de middelste waterspanningsmeter ten opzichte van de onderste te zien. De aanpassingsisochronen zouden weer de bekende parabolische vorm hebben.

Een mogelijke verklaring hiervoor is dat de afstroming van het overspannen water anders is gaan verlopen: in de eerste fase, hoofdzakelijk horizontale stroming naar de drains, terwijl in de derde fase het verticaal aandeel in de totale afstroming groter is.



### 3. Analyse van de waterspanningstoename na belasting

#### 3.1. Uitgangspunten en beoordelingscriteria

In Deel I is aangegeven hoe de wateroverspanningstoename als gevolg van de belasting kan worden berekend. De grootte van de toename is afhankelijk van de spanningstoestand die voor het grondelementje rond de waterspanningsmeter door de belasting wordt gecreëerd. Uit de berekeningen is gebleken dat de toestand van de dijk veilig was, zolang de gemeten wateroverspanningen met een elastische formule

$$\Delta u^{\text{gem}} = \Delta p^e$$

konden worden berekend.

Op het ogenblik dat  $\Delta u^{\text{gem}} > \Delta p^e$ , bleek een toestand te zijn ontstaan waarbij de stabiliteit niet gegarandeerd was, maar waarbij bijna geen reserve aanwezig was. Dit leidt tot de definitie van een eenvoudige wateroverspannings-coëfficiënt (pore-pressure coëfficiënt)

$$B_e^* = \frac{\Delta u}{\Delta p}$$

- In sterk overgeconsolideerde of onverzadigde grond is  $B_e^* < 1$ , dat wil zeggen dat er een ogenblikkelijke korrelspanningstoename optreedt. In het begin van de werkzaamheden wordt dit wel eens geconstateerd.
- Indien  $B_e^* = 1$ , dan zijn de waterspanningstoenames volgens de stabiliteitstheorie te voorspellen. Er treedt noch compactie noch locale plasticiteit op.
- Tenslotte kan  $B_e^* > 1$ . Op dat ogenblik treden compactie, locale plasticiteit en strain softening, hetzij alleen, hetzij gecombineerd op.

In de aanbevelingen zal meer in detail ingegaan worden op de betekenis voor de begeleiding van deze waarden. Nu wordt volstaan met op te merken dat  $B_e^* > 1$ , voor meters geplaatst in de teen, op dreigend gevaar kan wijzen. Om  $B_e^*$  te bepalen, moet  $\Delta p^e$  worden berekend. De berekening van  $\Delta p^e$  kan aan de hand van de spanningsspreidingsformule van Jurgenson (half-oneindig, homogeen, elastisch, isotroop medium,  $\nu = 0,5$ ) of aan de hand van eindige elementenmethode (Vlavo,  $\nu = 0,5$ ) gebeuren. De eerstgenoemde methode is theoretisch minder correct, maar wel veel eenvoudiger en goedkoper. Voor de hier weergegeven analyse is gebruik gemaakt van de resultaten van de SPONS-berekeningen.

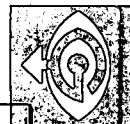


### 3.2. Berekeningsresultaten

De waarden van  $B_e^*$  werden voor de belastingstrappen berekend.

- tabel 4 geeft de resultaten voor alle afzonderlijke slagen.
- tabel 5 geeft de resultaten voor gegroepeerde slagen.

De metingen van de diepste waterspanningsmeter kunnen enigszins vertroebeld zijn door hoogwatereffecten. Dit kan relatief van grote invloed zijn bij kleine  $\Delta u$  en kleine  $\Delta p^e$ .



Datum ophoging	filter op NAP - 11,10 m			filter op NAP - 8,10 m			filter op NAP - 4,6 m		
	$\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta p^e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta u}{\Delta p^e}$ (-)	$\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta p^e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta u}{\Delta p^e}$ (-)	$\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta p^e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta u}{\Delta p^e}$ (-)
82-08-09	6	6	1	6	6	1	3	3	1
82-08-17	9	9	0,9	8	8	1	13	11	1,1
82-09-10	6	5	1,1	3	3	1	5	3,5	
82-09-24	?	0,3	?	1?	0,2	1	0?	0,2	?
82-10-07	1?	0,2	?	0?	0,2	1	1?	0,2	?
83-03-22	1	0,3	?	2	0,3	?	1	0,3	?
83-04-17	1	0,3	?	0?	0,3	?	1?	0,3	?
83-05-18	0?	0,3	?	0?	0,3	?	0?	0,3	?
83-08-22	12	7	1,7	8	5	1,6	10	5	2
83-09-09	9	1	9	4	1	4	3	1	3
84-09-17 84-10-01	4	0,5	8	2	0,5	4	-	0,5	-

SE-690470/2  
- 93 -

Tabel 4 : Gemeten en volgens de elasticiteitstheorie berekende toenames van de wateroverspanningen



Datum ophoging	filter op NAP - 11,10 m				filter op NAP - 8,10 m				filter op NAP - 4,60 m			
	$\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta p^e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta u}{\Delta p^e}$ (-)		$\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta p^e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta u}{\Delta p^e}$ (-)		$\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta p^e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta u}{\Delta p^e}$ (-)	
82-08-09 82-08-17 } 82-09-10	21	20	1		17	17	1		22	18	1,2	
83-03-22 83-04-17 } 83-09-18	2	1	2?		2?	1	2?		2?	1	2?	
83-08-22 83-09-09 }	21	7,6	2,8		12	6	2		13	6	2,1	
84-09-17 84-10-01 }	4	0,5	>8		2	0,5	>4		-			

SE-690470/2  
- 94 -

Tabel 5 : Gemeten en volgens de elasticiteitstheorie berekende toenames van de wateroverspanningen (gegroepeerde belastingen)



De meting op 83-06-10 werd niet in rekening gebracht, want op dit datum is geen belasting aangebracht, reageren de overige meters niet en is gedurende lange tijd de waterstand hoog geweest. Bij zeer kleine  $\Delta u$  is tenslotte de relatieve fout op  $B_e^*$  zeer groot, aangezien de grootte van  $\Delta u$  vergelijkbaar is met de absolute fout van de meting. Om al deze redenen zal verder weinig aandacht worden geschonken aan de metingen van 83-03-22, 83-04-17 en 83-04-18.

### 3.3. Bespreking

Op de meetnauwkeurigheid na, geven de belastingen van het eerste werkseizoen  $B_e^* = 1$ . Ter plaatse van de waterspanningsmeters gebeurde toen alles elastisch. Hetzelfde geldt voor het begin van het tweede werkseizoen (binnen de marge van de nauwkeurigheid).

De belastingstoename van 83-08-22 geeft een gemiddelde  $B_e^*$  van ongeveer 1,7. Dit laat vermoeden dat dan het schuifspanningsniveau hoog is geworden. De belastingstoename op 83-09-09 (aangebrenen van de kap en afwerking van de kleibekleding) veroorzaakte zo hoge waterspanningstoename dat dan  $B_e^*$  gemiddeld gelijk aan 5 werd. De gemiddelde  $B_e^*$  voor beide belastingstoename was gelijk aan 2,5. Dit is beduidend meer dan voor elastische verschijnselen.

De belastingen die eind 1984 aangebracht werden, geven opnieuw  $B_e^* \gg 1$ . Een nauwkeurige waarde is moeilijk aan te geven (meetfout, niet volledige ontwikkeling van het tijdsvertragingseffect), maar bedraagt tenminste 4. Nadat plasticiteit eenmaal is opgetreden, blijkt de grond niets liever te willen doen dan later nog eens niet-elastisch te reageren.



#### 4. Analyse van de gemeten waterspanningen: gevolgde totale en effectieve spanningspaden

De spanningen, die op een grondelementje aangrijpen, variëren onophoudelijk als gevolg van de belastingstoename (variëaties van de totale spanningen) en van de consolidatie (variëaties van de effectieve spanningen). De doorlopen spanningstoestanden worden het best gevisualiseerd aan de hand van de spanningspaden (zie Appendix A van Deel I). Door de ligging van het effectieve spanningspad met de bezwijklijn te vergelijken, kan nagegaan worden of lokaal vloeien is opgetreden. In dit hoofdstuk worden enkele spanningspaden berekend.

##### 4.1. Werkwijze

De berekening van een totaal-spanningspad vereist een (elastische) spanningsverspreidingsberekening. Indien een consolidatieberekening de voorgaande berekening aanvult, kan een effectief pad worden getekend. Het beginpunt van het pad, de zogenaamde initiële toestand, dient bepaald te worden om een correcte vergelijking met de  $K_f$ -lijn te maken. De aanpak is als volgt:

1. berekening van het initiële effectieve spanningsveld
2. berekening van het veld van de totale spanningstoename
3. berekening van het veld van de effectieve spanningstoename.

##### ad 1 Berekening van het initiële spanningsveld:

De initiële spanningen zijn afkomstig van het eigen gewicht van de lagen en van de oude dijk. Het effect van beide werd in één effectieve spanningsanalyse met behulp van een eindig elementenprogramma berekend (immers, de initiële toestand is volledig uitgeconsolideerd). Hierbij is rekening gehouden met de werkelijke geometrie en stijfheden van de lagen. Een gedraineerde berekening moet uitgevoerd worden. Een andere (eenvoudiger) aanpak is de toepassing van elastische verspreidingsformules \*) (aandeel van de oude dijk) en eigengewichtsberekeningen (aandelen van de grondlagen). Deze methode is minder correct (vereenvoudigde aannamen; houden geen rekening met eventuele herverdeling door plasticiteit,  $\nu = 0,5$  i.p.v. de  $\nu$  voor gedraineerd materiaal).

\*) b.v.: formules van Jurgensen.

Deze eenvoudiger formules gelden voor halfruimten van homogeen, volumebestendig materiaal.





ad 2 Berekening van het veld van de totale spanningstoename.

De spanningstoename zijn afkomstig van de belasting. Zij kunnen berekend worden aan de hand van eindig-elementenprogramma's. De meest correcte aanpak is dit met een elasto-plastisch grondmodel te doen. Elastische berekeningen geven afwijkingen die des te groter zijn naarmate de plasticiteit groter wordt en naarmate de afstand tussen het beschouwde grondelementje en de plastische zone klein is. Veruit de eenvoudigste methode is het gebruik van elastische spanningsspreidingsformules. Deze wijken ook af van de werkelijkheid.

ad 3 Bepaling van het veld van de effectieve spanningstoename.

De effectieve spanningen variëren met de tijd als gevolg van het consolidatieproces en kunnen berekend worden door de wateroverspanningen van de grondspanningen af te trekken. Het programma SPONS voert geen grondspanningen, maar wel effectieve spanningen en water-spanningen uit.

Wanneer alle spanningen gekend zijn, kunnen de spanningspaden getekend worden. Ten behoeve van het studiewerk werd het programma SPONS uitgebreid om automatisch effectieve spanningspaden uit te rekenen en te superponeren op de initiële effectieve spanningen (PLUTO en DIEKA-berekening op T0-).

4.2. Berekende spanningspaden met SPONS

De bijlagen 39A t/m D tonen de berekende effectieve spanningspaden voor de knopen 763, 765, 769 en 954. De gehele geschiedenis is meegenomen.

- Voor de knopen 763 (filter op NAP - 11,10) en 765 (filter op NAP - 8,60) snijdt het effectieve pad de  $K_f$  lijn op T1, hetgeen dus met lokaal bezwijken overeenstemt. Voor de knoop 769 (filter op NAP - 4,60) blijft het effectieve pad onder de  $K_f$  lijn. Voor de knoop 954 (onder de ophoging) treedt de plasticiteit veel vroeger op. In principe kan het effectieve pad niet hoger komen dan de  $K_f$  lijn. De afwijkingen hiervan op T1 zijn het gevolg van de zeer lichte verhoging van  $c_u^*$  naar  $1,1 c_u^*$  en van kleine afrondingen die gedurende het rekenproces zijn ingevoerd.



- Gedurende de consolidatie variëren de schuifspanningen iets (dit is een karakteristiek van goede consolidatietheoriën, waarin èn een bergings- èn evenwichtsvergelijkingen opgenomen zijn).
- Zonder het compactie-aandeel in de waterspanningen loopt het effectieve pad ook door de  $K_f$  lijn.
- Kleine belastingen veroorzaken kleine schuifspanningstoename. De consolidatie is voldoende om de volgende belasting veilig aan te brengen. Grote belastingstoename zoals op T1 veroorzaken een grote  $\Delta q$ , die wel tot overschrijding van de maximale schuifweerstand leidt.

Voor de hier berekende spanningspaden is de hele geschiedenis meegenomen (DIEKA-SPONS ontkoppelde analyse). Voor eenvoudiger berekeningen laat het spanningspadenprogramma toe (zuiver elastisch berekend spanningspad) na te gaan of al dan niet lokale plasticiteit optreedt. Bij het optreden van plasticiteit zal een door SPONS berekeningen niet meegenomen herverdeling van de spanningen optreden.

Enkele beschouwingen over het begrip 'evenwichtsfactor'

Stabiliteitsberekeningen hebben tot doel na te gaan welke 'veiligheid' in een ophoging ten opzichte van een 'bezwijktoestand' aanwezig is. Het liefst wordt de 'veiligheid' in een enkel getal beoordeeld.

Allereerst dient de bezwijktoestand te worden gedefinieerd.

In deze beschouwingen wordt met 'bezwijken van de ophoging' bedoeld dat (een deel) van de ophoging een grote, in principe 'onbegrensde' verplaatsing ondergaat.

Opgemerkt wordt dat een aldus bezweken dijk niet noodzakelijk haar functie niet meer kan vervullen. De afschuiving in Streefkerk is zo'n geval: de verplaatsingen zijn groot, waardoor de ophoging bezweken wordt geacht, maar de functie als waterkering is niet verloren gegaan. Andersom is de veiligheid van een dijk niet alléén bepaald door de stabiliteit van het talud, maar door tal van andere factoren. Daarom spreekt men liever bij de studie van het evenwicht van de dijk, van de 'veiligheid tegen evenwichtsverlies' of van de 'evenwichtsfactor'.

Nu eenduidig gedefinieerd is welk bezwijkcriterium wordt gehanteerd en wat de daarbij behorende betekenis van de 'evenwichtsfactor' is, wordt de vraag gesteld hoe groot deze evenwichtsfactor wel is en hoe men deze grootte moet beoordelen.

Deze dubbele vraag is uiterst ingewikkeld, zonet onmogelijk, te beantwoorden. Men kan immers op tal van manieren de evenwichtsfactor berekenen, en uit iedere berekeningsmethode komen verschillende waarden van de evenwichtsfactor, die dezelfde fysische werkelijkheid moeten kwantificeren.

De eerste definities van de evenwichtsfactor waren de verhoudingen van de weerstandbiedende momenten tot de aandrijvende. Deze bepaling is echter niet helemaal correct, omdat men met een evenwichtsvraagstuk bezig is en dit eist, dat beide leden van elke vergelijking aan elkaar gelijk zijn ( $M_a = M_w$ ;  $M_a$ : aandrijvend moment ;  $M_w$ : weerstandbiedend moment).



Dit kan men bereiken door hetzij het aandrijvend moment te vergroten, hetzij het weerstandbiedend moment te verkleinen. De wijze waarop men dit doet, hangt samen met welk begrip men de veiligheid wil invoeren. In de eindige elementen analyse kan dit op meerdere wijzen, terwijl bij de internationale aanpak van het evenwichtsprobleem door middel van de glijvlakanalyse, het weerstandbiedend moment wordt verlaagd.

In dit laatste geval wordt de evenwichtsfactor gedefinieerd als

het getal waarmee de beschikbare  $c'$  en  $tg \phi'$ -waarden in alle grondlagen moeten worden gedeeld opdat de tegenwerkende kracht precies gelijk wordt aan de aandrijvende. De  $c'$  en  $tg \phi'$  waarden worden hierbij in alle lagen en in gelijke mate verminderd. Dit betekent twee dingen. Ten eerste, dat langs de glijlijn eenzelfde deel van de maximale schuifweerstand wordt gemobiliseerd. De werkelijke spanningstoestand in de grond wordt niet beschouwd. Immers, het kan best gebeuren dat over bepaalde zones de maximale schuifweerstand gemobiliseerd wordt, terwijl nog een voldoende overmaat aan veiligheid aanwezig is. Dit wordt bevestigd door de elasto-plastische analyses. Ten tweede, dat steeds dezelfde fractie van de cohesie ( $c'$ ) en de wrijving ( $tg \phi'$ ) gemobiliseerd worden. Dat is niet zeer waarschijnlijk doch wel variërend van grondsoort tot grondsoort, afhankelijk van het spannings-rekgedrag.

In de loop der tijden is met deze aanpak een zeer grote ervaring opgedaan. Ondanks de grove tekortkomingen is over het algemeen een betrouwbare beoordeling mogelijk.

De eindig-elementenberekeningen zijn zo verschillend van aanpak van de glijvlakberekeningen, dat zeer duidelijk de definitie van de evenwichtsfactor moet worden gesteld en de waarde van de definitie beoordeeld moet worden. Tenslotte kan nagegaan worden of er een verband bestaat tussen de evenwichtsfactor in de glijvlakanalyse en in de elementenanalyse.



a. Eerste definitie van de evenwichtsfactor steunend op de toename van de krachten

De meest voor de hand liggende definitie van de evenwichtsfactor is de verhouding van de aangelegde versnelling tot de eenheidsversnelling (die waarvoor het echt eigen gewicht gesimuleerd wordt), waarbij het last-zakkingsdiagram een horizontaal verloop aangeeft. Deze definitie ligt voor de hand, vooral bij PLAXIS, omdat een veel gevolgde berekeningsaanpak voor de stabiliteit van een talud de simulatie van een centrifugetest is. Het eigengewicht  $\gamma$  wordt hierbij trapsgewijze vergroot totdat het massief bezwijkt bij een bepaalde waarde  $\gamma_{pl}$  van het eigengewicht. In tegenstelling tot de definitie van de veiligheidscoëfficiënt bij glijvlakanalyses, die steunt op een vermindering van de weerstandbiedende kracht, berust deze definitie van de evenwichtsfactor op een toename van de aandrijvende kracht.

Voor ongedraineerde analyses is in de literatuur (bijvoorbeeld [2], [3], [4]) gebruik gemaakt van deze definitie van de evenwichtsfactor. Men kan aantonen dat bij cirkelvormige glijvlakken in een klassieke ongedraineerde glijvlakanalyse op homogeen\* materiaal deze definitie gelijkwaardig is met de klassieke Bishop-definitie.

Elementenberekeningen [3] uitgevoerd op homogeen materiaal ( $c_u$ -analyse) gaven, wanneer het glijvlak cirkelvormig is, nagenoeg dezelfde waarden voor de evenwichtsfactor ( $F$  gedefinieerd als  $\gamma_b/\gamma$ ) als de ongedraineerde Bishop-analyse ( $F$  gedefinieerd als  $c_u \text{ mob}/c_u, \text{ benodigd}$ ).

---

\* homogeen betekent dat de grond uit één enkele laag met dezelfde eigenschappen bestaat.



Hiermee is echter niet aangetoond, dat voor alle  $c_u$ -analyses beide definities van de evenwichtsfactor steeds gelijkwaardig zijn. Dit is alleen zeker indien de evenwichtsfactor net gelijk is aan één. Voor andere gevallen is verder onderzoek nodig. Voor een gedraineerde analyse is deze aanpak geheel verkeerd: de verkregen evenwichtsfactor is zinloos. Immers, in tegenstelling tot het Tresca-vloeicriterium, is het Mohr-Coulomb (en ook Drucker-Prager) criterium afhankelijk van de isotrope spanning (Deel I, App.B). Tijdens de centrifuge-simulatie wordt de isotrope spanning opgevoerd, waardoor ook de schuifweerstand toeneemt. Voor  $\gamma > 1$  geeft het vloeicriterium dus maximaal mobiliseerbare schuifweerstand, die groter zijn dan in de grond kunnen optreden. De elementen, waar het spanningspad vlak verloopt ten opzichte van de  $K_f$ -lijn, zullen pas in een zeer laat stadium bezwijken (zeer hoge  $\gamma$ ). De berekende 'veiligheid' kan dan behoorlijk overschat worden en het is onmogelijk aan te geven van hoeveel. Wel is heel duidelijk dat men hier te maken heeft met een zeer onrealistische methode, omdat men aan de grond veel hogere schuifweerstand toekent dan hij werkelijk heeft. Naarmate lagere  $\nu$ -waarden met hogere  $\phi$ -waarden worden gecombineerd, zal de berekende 'evenwichtsfactor' hoger worden.

b. Bepaling van de evenwichtsfactor in een gedraineerde toestand met constant gehouden schuifsterkte

Steunend op het feit dat de toename van de isotrope spanning en het Mohr-Coulomb model de oorzaak is van de moeilijke interpretatie van de 'veiligheid' die uit de simulatie van het centrifuge-proces volgt, werd een andere weg voor de bepaling van de evenwichtsfactor in de gedraineerde toestand bedacht.

Een gedraineerde analyse wordt uitgevoerd tot  $\gamma_b = \gamma$  (werkelijk eigen gewicht).

De effectieve isotrope spanningen  $p'$  zijn dan volledig exact bepaald. De schuifweerstand is dan :

$$c_u = \alpha_u = c' \cos \phi' + p \sin \phi' \quad (1)$$



De werkelijke schuifweerstand kan niet hoger worden dan  $q_u$ . Dit kan in de berekening gesimuleerd worden door het hele proces te herbeginnen, maar nu met een  $\phi = 0$  analyse, waarbij in ieder element de maximale schuifweerstand  $q_u$  berekend met (1) wordt ingevoerd. De som wordt opnieuw gestart en tot bezwijken doorgevoerd. De evenwichtsfactor wordt zoals hierboven ( $F = \gamma_b/\gamma$ ) gedefinieerd. Bij nader inzien (= berekeningen) ontstonden twijfels over deze methode. Immers; -toen deze procedure werd opgesteld, werd gedacht dat voor een ongedraineerde analyse de definitie van de evenwichtsfactor volgens de elementenberekening steeds volledig vergelijkbaar was met de Bishop-Fellenius definitie; hierover bestaat nu geen zekerheid meer - er wordt gerekend met fictief materiaal, waarvan het sterktecriterium afwijkt van het werkelijke. Het gevolgde spanningspad zal dus afwijken van het werkelijke en van deze die gevolgd wordt indien  $c'$  en  $\text{tg } \phi'$  gereduceerd worden.

c. Tweede definitie van de evenwichtsfactor, steunend op de reductie van de wrijvingseigenschappen

Indien - zowel in de gedraineerde als in de ongedraineerde analyse - als definitie van de evenwichtsfactor dezelfde definitie als bij de glijvlakanalyse is gewenst, kan op de volgende wijze tewerk gegaan worden: men reduceert  $c'$  en  $\text{tg } \phi'$  of  $c_u$  evenveel en in alle lagen, totdat bij  $\gamma = 1$  net bezwijken wordt gevonden. De twee definities van de evenwichtsfactoren zijn volledig vergelijkbaar. Deze methode dient iteratief te worden toegepast totdat de goede reductie gevonden wordt en is daarom duur. De berekeningen kunnen wel worden gestopt bij volledig eigengewicht (als bij deze reductie van  $c'$  en  $\text{tg } \phi'$  nog geen bezwijken optrad). Een andere methode is als volgt: stel dat een bepaalde waarde  $F$  als eis wordt gesteld, dan kan met één elementenanalyse volstaan worden. Deze analyse zal uitgevoerd moeten worden met wrijvingseigenschappen die  $\frac{1}{F}$  kleiner zijn dan gemeten. Deze ene berekening zal aangeven of aan de eis is voldaan, maar zal niet veel vertellen over de onder- of overmaat van stabiliteit ten opzichte van de vereiste.



Op te merken valt, dat met deze methode heel eenvoudig met partiële veiligheidscoëfficiënten gewerkt kan worden: de reducties voor  $c'$  en  $tg \phi'$  zijn onafhankelijk en zijn ook per laag onafhankelijk. Dit is niet het geval voor de thans gebruikelijke Bishop-analyses.

De evenwichtsfactor volgens de elementenmethode zal voor een bepaald probleem nooit hoger kunnen zijn dan uit een correcte glijvlakanalyse. Deze beschouwt immers één enkele mogelijke bezwijkvorm, terwijl de elementenberekening alle mogelijke beschouwt. Naarmate een glijvlak-analyse een waarde voor de evenwichtsfactor levert, die dichter ligt bij deze van de elementenmethode (uiteraard met dezelfde definitie), kan deze als beter worden beschouwd.

#### Waarom moet een evenwichtsfactor groter dan één zijn?

In het bovenstaande werd dieper ingegaan op de betekenis en de onderlinge vergelijking van de gedefinieerde evenwichtsfactoren. Om dit aspect volledig te maken, wordt hieronder kort samengevat waarom een bepaalde waarde van de evenwichtsfactor vereist is.

De veiligheidsfactor heeft tot doel de onzekerheden zo te dekken dat, - ondanks de fouten - het gevreesde bezwijkfenomeen niet optreedt. De onzekerheden zijn:

- de materiaalparameters
- de berekeningsmethode
- de heterogeniteit van de grondopbouw tussen de onderzoekpunten

Naarmate de onzekerheid groter is, moet de evenwichtsfactor groter zijn. Indien de materiaalparameters en de heterogeniteit van de lagenopbouw met dezelfde (on)nauwkeurigheid gekend blijven, maar de berekeningsmethode verfijnd wordt, is het niet onlogisch wat minder strenge eisen te stellen aan de evenwichtsfactor.

Omdat in feite in termen van onzekerheden wordt gesproken, is de evenwichtsfactor deels als een statistisch begrip te bezien.





In de natuur is geen enkel fenomeen discontinu. Daarom is ook de gedachte ontstaan, dat de evenwichtsfactor gekoppeld kan worden aan een vervorming. Dit is niet volledig verkeerd: aan een bepaalde evenwichtsfactor is, in de klassieke glijvlak-benadering, een over het gehele massief uniek spanningsniveau verbonden, en aan een schuifspanningsniveau is een kruipsnelheid (dus een vervorming) gekoppeld (Mitchell, Hanrahan).

De gedefinieerde bezwijkvorm is echter anders, zodat de daarvoor geldende evenwichtsfactor slechts in tweede instantie, en met voorbehoud, te hanteren is om iets over vervormingen te vertellen.

Indien vervormingen de echte bezwijkvorm zijn tegen dewelke men zich wil behoeden, dienen vervormingsanalyses in plaats van bezwijkanalyses te worden uitgevoerd.

Elementenberekeningen (bij  $\gamma = 1$ ) kunnen hiervoor geschikt worden gemaakt.



## APPENDIX B.

Verdeling van de schuifspanningsniveaus onder en naast de ophogingen

1. Schuifspanningsverdeling

In de Appendix A van dit deel wordt nader ingegaan op de definitie van de evenwichtsfactor volgens Bishop-Fellenius. Onder meer is volgens deze definitie het schuifspanningsniveau  $\frac{\tau_{mob}}{\tau_f}$  constant over het hele potentiële glijvlak. Dit is echter niet het geval. Doordat de glijvlakmethoden het gewicht van de lamel boven het glijvlak bekijkt, zonder rekening te houden met de spanningsspreiding, worden hierdoor de effectieve normaalspanningen aan de actieve zijde overschat en aan de passieve onderschat. De werkelijke schuifweerstand in de actieve zijde zal dus kleiner zijn dan in de glijvlakberekeningen is aangenomen, en aan de passieve zijde groter. Dit is aangetoond aan de hand van elementenberekeningen (Wright et al. (1973), Phukan et al. (1970)) en van foto-elastiche metingen (Leroueil (1960)). Volgens Wrigth daalt het verschil tussen de verdeling van de effectieve normaalspanningen berekend volgens de glijvlakanalyse en volgens de elastische elementenmethode met dalende taludhellingen. Helemaal buiten het ervaringsgebied kunnen grotere afwijkingen ontstaan. Alle elasto-plastische berekeningsmethoden houden rekening met de spreiding. In de gevallen waarbij de volgens de elasto-plastische berekeningen en de glijvlakberekeningen gevonden evenwichtsfactoren niet veel verschillen, zal het overschatten van de schuifweerstand in de actieve zijde ongeveer gecompenseerd worden door de onderschatting aan de passieve zijde. Dit blijkt het geval te zijn voor het berekende voorbeeld van Streefkerk. In het ervaringsgebied van de normale verzwaringen en ophogingen, met afwezigheid van het opdrijven, blijkt, ondanks de afwijkingen van de theorie, de methode Bishop een goede benadering (kleine overschatting) van de evenwichtsfactor te geven.



De glijvlakmethode zal wellicht ook enige overschatting van de evenwichtsfactor geven wanneer in de werkelijkheid geen verhoging van de passieve weerstand als gevolg van de spreiding zal optreden, bijvoorbeeld door het opdrijven (zie Hoofdstukken 5 en 6: het vaste punt komt buiten het invloedsgebied van de ophoging te liggen). De schuifweerstand voor de glijvlakberekeningen zijn in dat geval goed berekend aan de passieve zijde en overschat aan de actieve, waardoor de schuifweerstand gemiddeld overschat is.

## 2. Mobiliseerbare schuifspanning gerelateerd aan de vervormingen

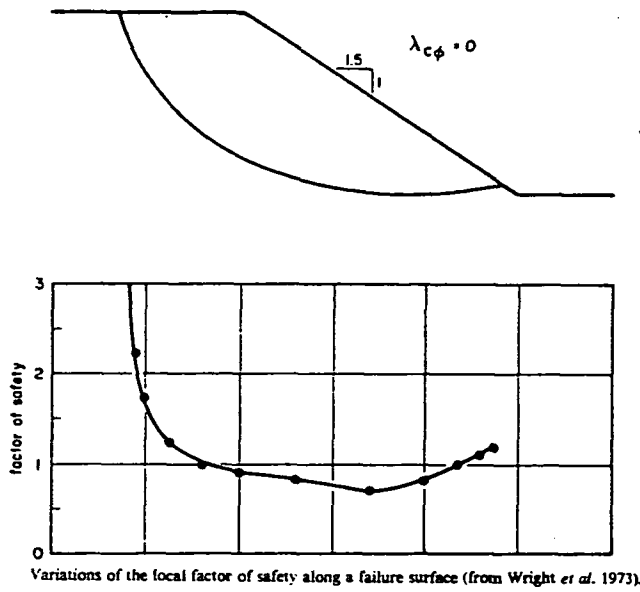
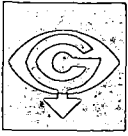
Bij de glijvlakanalyse wordt aangenomen dat alle grondlagen een starplastisch spannings-vervormingsgedrag bezitten.

In werkelijkheid hebben de verschillende grondlagen en het ophoogmateriaal ongelijke spannings-rekrelaties, zodat de vraag gesteld kan worden in hoeverre deze aanname exact is, en welke de invloed ervan op de resultaten van stabiliteitsberekeningen is. Een eerste, blijkbaar logische redenering is de volgende.

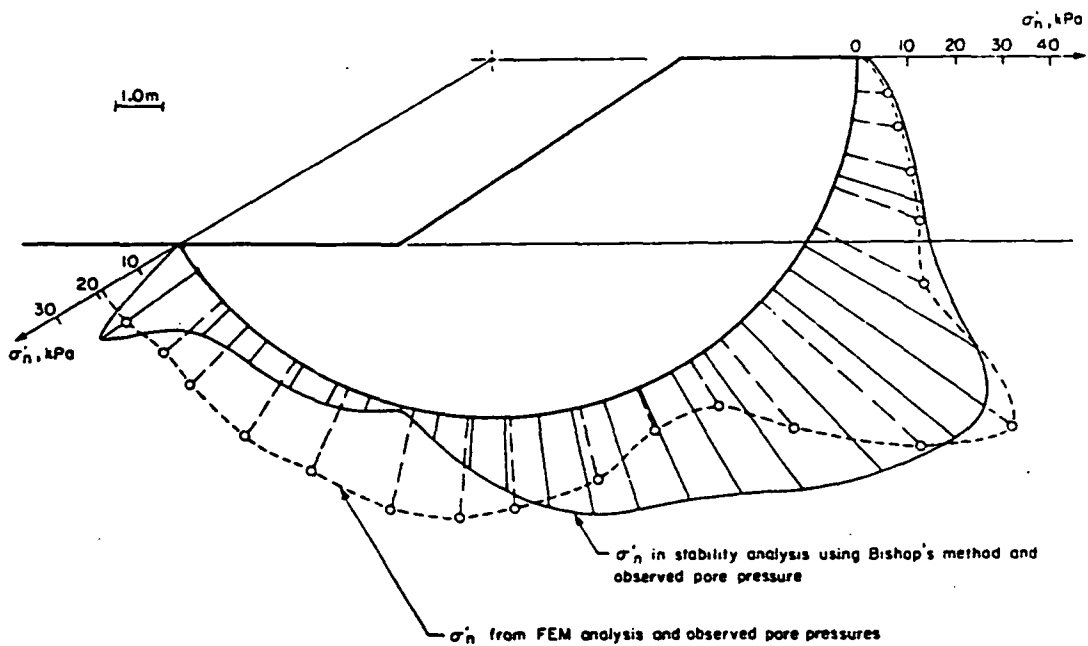
Indien het spannings-rekdiagram van het ophoogmateriaal of van een bestaande ophoging steiler is dan die van de natuurlijke grondlagen, zou men kunnen verwachten dat, bij gelijke rekken in de ophoging en in de natuurlijke grond, de maximale schuifweerstand in de ophoging in een vroeg stadium gemobiliseerd wordt, terwijl de gemobiliseerde schuifspanning in de grond nog (veel) lager is dan de maximale.

In een later stadium kan de schuifspanning in de ophoging kleiner worden dan de piekwaarde, terwijl de schuifspanning in de slappe lagen nog toeneemt. Volgens deze redenering zou men een onveilige stabiliteitsberekening maken door aan alle lagen de maximaal beschikbare schuifweerstand toe te kennen.

In de volgende paragraaf zal een andere redenering (uit [33]) gepresenteerd worden.



Figuur B1.



Figuur B2.

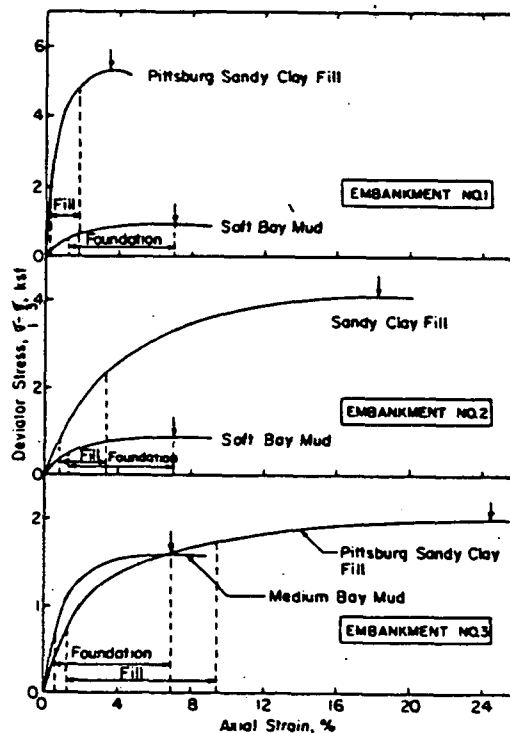


Methode van Chirapuntu en Duncan

Chirapuntu en Duncan [ 33 ] hebben de invloed van de relatieve stijfheid van het ophoogmateriaal en van de natuurlijke grond op het percentage gemobiliseerde schuifweerstand door middel van niet-lineaire eindig-elementenanalyse bestudeerd (hyperbolische spannings-rekrelatie). De resultaten zijn gegeven in figuur B3.

Men stelt vast, dat:

- de maximale schuifweerstand eerst in de natuurlijke grondlagen wordt gemobiliseerd,
- de veronderstelling dat de rekken gelijk zijn, niet correct is.



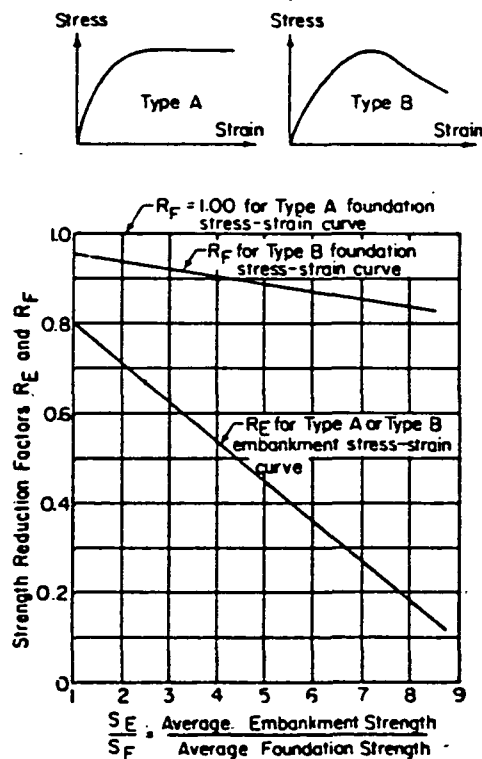
Figuur B3.

Ranges of calculated strains in fills and foundations at beginning of local failure (1 ksf = 47.9 kN/m<sup>2</sup>)



De eerste vaststelling volgt, dat de eerste bezwijkzones in de natuurlijke grondlagen optreden, vrij onafhankelijk van de relatieve stijfheden van de ophoog- en grondlagen. De tweede vaststelling leert, dat de keuze van de wrijvingskarakteristieken  $c'$  en  $\phi'$  van de verschillende grondlagen bij gelijke rekken tot fouten leidt. De auteurs tonen aan, dat het gebruik van zowel de piek-schuifweerstand als de schuifweerstand bij gelijke rek geen voldoende methoden zijn om de veiligheid ten opzichte van lokale plasticiteit te garanderen.

Voor een aantal fictieve taluds, berekenen Chirapuntu en Duncan de percentages gemobiliseerde schuifspanningen in het ophoogmateriaal en in de grondlagen voor verschillende spannings-rekrelaties. De wrijving in ieder van deze lagen moet gereduceerd worden met een factor, die een lineaire functie is van de verhouding tussen de gemiddelde schuifweerstand van de ophoging  $S_E$  tot die van de grondlaag  $S_F$ .



Figuur B4.



De reductiefactoren  $R_E$  en  $R_F$  zijn van toepassing op de ophoging respectievelijk de natuurlijke lagen. De gereduceerde schuifweerstand worden als volgt in de stabiliteitsberekeningen ingevoerd:

$$C'_{ER} = R_E C'_E$$

$$\tan \phi'_{ER} = R_E \tan \phi'_E$$

$$C'_{FR} = R_F C'_F$$

$$\tan \phi'_{FR} = R_F \tan \phi'_F$$

$R_E$  is onafhankelijk van het type spannings-vervormingsdiagram voor het ophoogmateriaal.  $R_F$  hangt wel af van het type A of B. De grootte van  $R_E$  en  $R_F$  is af te lezen uit de diagrammen van figuur B4.

#### Opmerkingen

1. De stabiliteitsberekeningen volgens de hierboven geschetste methode geven geen evenwichtsfactor ten opzichte van het algeheel bezwijken van het talud, doch wel tegenover het ontstaan van lokale plastische zones in de slappe lagen.
2. Chirapuntu en Duncan stellen voor, wanneer hun methode toegepast wordt, gebruik te maken van een lagere evenwichtsfactor dan wanneer de piekschuifweerstand worden toegepast. De minimum-eis moet wel voldoende zijn om een aantal onzekerheden in de stabiliteitsberekeningen te vangen.
3. De methode van Chirapuntu en Duncan steunt op de bepaling van de schuifweerstand aan de hand van triaxiaalproeven. Bekend is dat deze hogere schuifweerstand geven dan de celproef (vooral  $\phi'$  is groter bij de triaxiaalproef). De huidige werkwijze (celproef en Bishop-berekeningen) houdt dus (op een nog niet-gekwantificeerde manier) enigszins rekening met de reductie van de schuifweerstand.

Voor zandophogingen op slappe grond maakt men in het LGM gebruik van  $\tan \phi' = \tan 30^\circ$ .

Dichtgepakt zand heeft zeer snel een  $\phi'$ -waarde van  $35^\circ$  tot  $40^\circ$ , zodat bij de stabiliteitsberekeningen impliciet een  $R_E$ -factor van circa:

$$R_E = \frac{\tan 30}{\tan 37,5} = 0,75 \text{ aanwezig is.}$$

4. Opgemerkt wordt dat de berekeningen van Duncan voor het inzicht belangrijk zijn, doch gebonden zijn aan de expliciete voorwaarden van hun probleem (geometrie, model).



### Methodes steunend op de elasto-plasticiteit

Bij de elasto-plastische berekeningen wordt eveneens rekening gehouden met de mogelijke verschillen in de - geïdealiseerde - spanningsrek-relaties van de verschillende grondlagen.

### 3. Plastische zones onder en naast de ophoging

Uit de eerste twee paragrafen volgt dat zowel de (schuif)spanningsverdeling als het spannings-rekgedrag van de grondlagen de locatie van de plastische zones bepaalt. Uiteraard speelt de geometrie een belangrijke rol.

De berekeningen geven voor het bestudeerde profiel in Streefkerk-Midden dat zowel in de initiële toestand als bij de eindstabiliteit zones aanwezig zijn waar de maximale schuifweerstand wordt gemobiliseerd. Deze zones blijven in het actieve gebied gelocaliseerd. De overmaat aan veiligheid (veiligheidsfactor > 1,25 met PLAXIS) wordt aan de passieve zijde gevonden. Deze resultaten stemmen overeen met wat in paragrafen 1 en 2 is gezegd. Het blijkt dus zinloos bij een dijkverzwaring te vereisen dat nergens de maximale schuifweerstand wordt gemobiliseerd.

Dit heeft wel consequenties voor de uitvoeringsbegeleiding (zie Hoofdstuk 8 van Deel III en 4 van Deel IV):

- de gemeten spanningstoestand ter plaatse van de waterspanningsmeter is niet representatief voor de hele ophoging;
- de waarde  $\frac{\tau_{mob}}{\tau_f}$  ter plaatse van de waterspanningsmeter kan worden bepaald, maar is geen maat voor de algehele stabiliteit.

Er is reeds op gewezen dat het consolidatieproces een verplaatsing van de plastische zones veroorzaakt. Bij volledige dissipatie zal de plastische zone het kleinste zijn, maar niet noodzakelijk geheel verdwenen zijn.



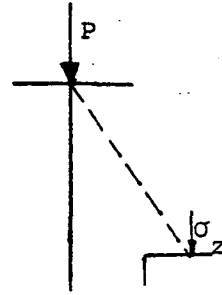


## APPENDIX C.

Spanningsverdeling in de grond

De spanningsverspreidingsformule van Boussinesq ( $\nu$  constant,  $E$  constant) geeft voor de verticale spanning op een elementje op afstand  $r$  en poolhoek  $\theta$  van een puntlast ter grootte  $P$ , loodrecht aangrijpend op een homogeen isotroop, half-oneindig medium

$$\sigma_v = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi r^2} \cos^3 \theta$$

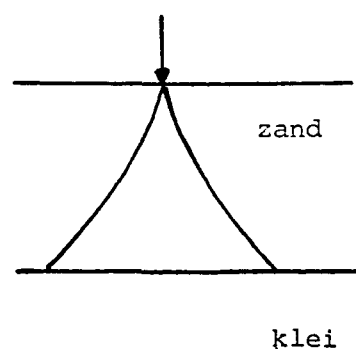
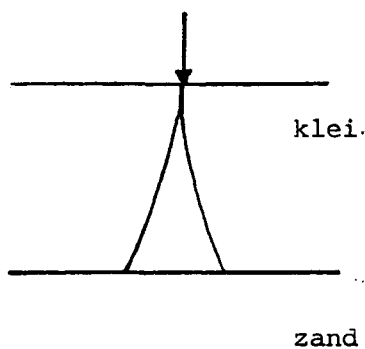


Indien echter wordt uitgegaan van de aanname dat de belastingstoestand omheen een puntlast zich herleidt tot een radiale lijnspanningstoestand, kan een veel algemenere formule worden opgesteld, waarbij het niet nodig is veronderstellingen betreffende de wet van variatie van de elasticiteitsmodulus in te voeren. Aldus werd door Fröhlich gevonden:

$$\sigma_v = \mu \frac{P}{2\pi z^2} \cos^2 (\mu + 2) \theta$$

$\mu$  wordt het ordecoëfficiënt genoemd. De waarde van  $\mu$  welke moet worden uitgevoerd in deze vergelijking is afhankelijk van de wet van de variatie van de elasticiteitsmodulus. Hoe groter  $\mu$ , hoe meer de spanningen zich onder de puntlast concentreren.

De aanwezigheid op geringe diepte van een weinig samendrukbare laag (figuur A2) heeft een concentratie van de spanningen in de nabijheid van de verticale as ten gevolge, zodat alsdan een hogere waarde van  $\mu$  dient te worden toegepast.





Worden integendeel de belastingen van een meer weerstandbiedende tot een slappere grondlaag overgebracht, dan dient een geringere waarde voor  $\mu$  te worden ingevoerd.

Voor het geval van een dikke zandlaag rekent men in de praktijk vaak met waarden van  $\mu = 3$  tot 4.

De wet van Boussinesq, welke geldig is voor een materiaal gehoorzaamend aan de wet van Hooke, stemt overeen met het ordecijfer  $\mu = 3$ . Buisman heeft de spanningsverdeling in de grond in functie van de wet van variatie van de elasticiteitsmodulus bepaald. Zoals Fröhlich, gaat ook Buisman uit van de veronderstelling  $\nu = 0,5$ , en van een radialenlijnsparingstoestand. Verder wordt verondersteld dat de elasticiteitsmodulus  $E_s$  lineair toeneemt met de diepte onder het grondoppervlak.

$$E_s = c^{\text{te}} z$$

Deze veronderstelling volgt uit de samendrukkingswet van Terzaghi, en geldt voor een grond waarin de spanningen toe te schrijven aan capillaire verschijnselen en aan de opgebrachte lasten kunnen worden verwaarloosd t.o.v. deze voortkomende van het eigengewicht. Verder wordt aangenomen dat in elk punt een constante verhouding  $n$  bestaat van de elasticiteitsmodulus in horizontale richting  $E_{s,h}$  t.o.v. deze in verticale richting  $E_{s,v}$ .



De normaalspanning  $\sigma_z$  op een horizontaal vlakje wordt dan gegeven door

$$\sigma_z = \frac{6}{n+2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^6 \theta (\cos^2 \theta + n \sin^2 \theta)$$

Voor  $\theta = 0$ , d.i. op de verticale door de puntlast, vindt men

$$\sigma_z = \frac{6}{n+2} \frac{P}{\pi z^2}$$

Door combinatie volgt

$$\mu = \frac{12}{n+2}$$

Het ordecijfer  $\mu = 3$  stemt derhalve overeen met de volgende twee gevallen:

1. het geval van een materiaal dat gehoorzaamt aan de wet van Hooke:

$$E_s = \text{cte}$$

2. het geval van een materiaal dat gehoorzaamt aan de wet van Terzaghi, waarvan de elasticiteitsmodulus lineair toeneemt met de diepte onder het grondoppervlak

$$E_s = c z^{\text{te}}$$

en waar de samendrukkingsmodulus in horizontale richting  $E_{s,h}$  in elk punt twee maal groter is dan deze in verticale richting

$$\frac{E_{s,h}}{E_{s,v}} = n = 2.$$

Voor de meeste dijkverzwarringsproblemen wordt de belasting aangebracht op een slappe laag, die op een stijve laag rust. In dit geval dienen hoge  $\mu$  waarden ingevoerd te worden: de spreiding is klein. Is echter tussen de verzwaring en de slappe laag een dikke stijve laag aanwezig, dan zal er meer spreiding optreden.

Hoge  $\mu$  geven grotere, nabij de ophoging geconcentreerde zettingen. Lage  $\mu$  geven kleinere, maar over een grotere breedte uitgesmeerde zettingen.

