

## Titel Document

Contactpersoon : J. Lindenberg  
Datum : Juni 2002  
Author(s) : J. Lindenberg, M.A. Van, A.R. Koelewijn  
C. Zwanenburg, J.W.M. Lambert (Geodelft)  
M.T. van der Meer (Fugro)  
P.A.A. Teunissen (Arcadis)  
  
Opdrachtgever : Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde  
Delft Cluster  
  
Project naam : Proefvak Bergambacht Evaluatierapport  
Project nummer : 01.03.01  
Rapport-nummer : GeoDelft CO-710301/334  
:  
:  
:  
:



Ministerie van Verkeer en Waterstaat  
**Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat**  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde



Keverling Buismanweg 4  
Postbus 69  
2600 AB Delft

tel: 015-2693793  
fax: 015-2693799

[info@delftcluster.nl](mailto:info@delftcluster.nl)  
[www.delftcluster.nl](http://www.delftcluster.nl)

Delft Cluster verricht lange-termijn  
fundamenteel strategisch onderzoek  
op het gebied van duurzame inrichting  
van deltagebieden.

## Betrokken personen

Bij de totstandkoming van dit rapport waren betrokken:

Naam	Organisatie
J. Lindenberg	Geodelft
M.A. Van	Geodelft
A.R. Koelewijn	Geodelft
J.W.M. Lambert	Geodelft
C. Zwanenburg	Geodelft
M.T. van der Meer	Fugro
P.A.A. Teunissen	Arcadis//Idecom
E.C.C. Loos	Draw-IT Design

## Management Summary

Title	Bergambacht Field Test Evaluation
Author(s)	J. Lindenberg and others
Date	June 2002
Project number	01.03.01
Report number	01.03.01-334 (GeoDelft: CO 710301/334)

Within the framework of the theme Actual strength of dikes the activities are concentrated on a better definition of the real strength of dikes. To achieve this aim more knowledge on the failure mechanisms and a better insight in the involved uncertainties is required.

More knowledge and insight can be obtained by execution of physical experiments to validate calculation models and to verify the procedures for design and functional control of dikes. An excellent opportunity for large field experiments was offered by the construction of a new dike along the river Lek near Bergambacht in the Netherlands. Because of this the old dike was available for destructive experiments. Among the possible failure mechanisms on which the field tests could be focussed, the mechanism 'landside instability due to upheaval' was selected owing to the expected surplus value for future practice.

Upheaval of the soft clay and peat layers in the Holocene sediments behind the dike is caused by the large pore pressures in the underlying Pleistocene sand as a result of a high waterlevel in the river. By this the inland support of the dike diminishes and the dike may fail. Characteristic for this type of dike failure is the deep failure plane along the transition Holocene – Pleistocene.

The first time the mechanism has been 'observed' in the Netherlands was in 1985 as the probable cause for the dike failure in Streefkerk. The mechanism should be considered as relatively new because it will only become dominant after that the dike crest level and thus the retained river level exceed a certain height. At this moment it is conceived as the most important failure mechanism for the riverdikes in the western part of the Netherlands, especially for the future when further increase of the dike height is required because of higher hydraulic conditions.

Preceding the field tests the available design stability model for upheaval conditions has been improved and validated by means of results of modeltests in the geocentrifuge. As a last step in the implementation process (or innovation cycle) field tests have been executed in Bergambacht to prove the practical applicability of the model and to verify the design and dike control procedures including field and laboratory investigations and design and prediction calculations. During this process the projectteam was confronted with all possible contributions to the overall uncertainty. The aim to predict the (fieldtest results as) real dike behaviour as close as possible and the fact that the anticipated field test involved very large dimensions (with respect to geotechnical research) implies a very intensive process. Special attention required the identification, reduction and monitoring of the involved risks (for instance the guarantee the stability of the new dike).

The set-up of the test site involved:

- a closed diaphragm wall in the outer slope from which the dike body could be saturated

- the installation of 4 (test September 2001) and 5 additional (total 9 during test of November 2001) infiltration wells in the dike crest to increase and control the pressure heads in the Pleistocene sand
- the lowering of the level behind the dike by 2m to achieve dike failure due to upheaval
- the installation of about 80 instrument (pore pressure and displacement) in the subsoil and the system for surface displacement measurement

During the first field test in September initiation of movement has been observed at the transition Holocene – Pleistocene at about 17m below the dike crest. Continuous displacement en failure could not be initiated because of blockage of some infiltration well filters. During the first stages of the November test the movement observed in September, was reproduced. After that complete dike failure occurred at even higher pore pressures on November 28. A crack of 100m length was visible on the crest of the dike. The height difference along this crack increased within some hours to about 1.5m as maximum. At the same time the level behind the dike raised to locally 0.8m. The measured displacement confirmed the occurrence of the anticipated deep failure plane.

With one important exception the dike has failed as has been programmed before the test. The exception concerns the length of 100m where 50m (within the closed diaphragm wall) has been expected. The analysis after the field test yielded the conclusion that the influence of the end effects (three-dimensional resistance) and the attended additional resistance has been so large that it prevented the occurrence of the 50m long failure plane. This means an important profitable item for the advisory practice. The dimensions of extra berms at the inner side for stability improvement may be reduced locally for instance where existing houses hamper these additional measures.

The analysis and evaluation of the results of the field test provided a number of important conclusions. The improved calculation model has been verified in practice and accepted. Recently it has been made available for practical application. With this model higher stability factors are found and stability berms can be omitted or less robust. The surplus value of calculation models based on finite elements (e.g. Plaxis) has been underlined. The presence of many components in the geotechnical design process as a source for uncertainty has been confirmed. Important surplus value of the field test and the evaluation is that the total uncertainty margin can be related directly to real and well-documented failure. Moreover the uncertainty components could be quantified. It meant that for several items suggestions for improvement of the design procedures have been recommended.

As an example for the relatively large safety margin in the present procedures for design and control of dikes in the Netherlands the safety of the original old dike has been assessed for the design water level in the river. The official procedures lead to a clear disapproval of the dike (factor 0.75). The best guess calculations (without safety factors) yielded a a two times more stable and safe dike (factor 1.5).

The project 'Field test Bergambacht' involved a close co-operation between Delft Cluster (GeoDelft and Technical University Delft, faculty Civil Engineering and Earth Sciences) and the Road and Hydraulic Engineering Division of the Directorate General for Public Works and Water Management of the Ministry of Transport (Rijkswaterstaat DWW). Also Fugro and Arcadis provided important contributions. During the project much attention was paid to the external communication. A number of information meetings were organized. Soon the 10<sup>th</sup> technical paper will be published. In the national and regional daily papers about 25 articles have been published and attention was paid to the field tests during 4 television broadcasts.

## Management samenvatting

Titel	Evaluatie rapport praktijkproef Bergambacht
Auteurs	J. Lindenberg en anderen
Datum	Juni 2002
Project nummer	01.03.01
Rapport nummer	(GeoDelft) 710301/334

Binnen het thema actuele sterkte wordt gestreefd naar het beter definiëren van de werkelijke sterkte van dijken. Hiervoor is enerzijds meer kennis vereist in de sterktebijdragen in relatie tot de mogelijke bezwijkmechanismen en anderzijds een beter inzicht in de grootte van de onzekerheden die hierbij in het geding zijn.

Eén van mogelijkheden om kennis en inzicht te vergroten is het uitvoeren van fysische experimenten met het doel om rekenmodellen en ontwerp- en toetsingsprocedures te valideren en verifiëren. Door de recent landinwaarts aangelegde nieuwe dijk bij Bergambacht deed zich met de oude Lekdijk een bijzondere en geschikte gelegenheid voor om experimenten op prototypeschaal uit te voeren. In het voortraject zijn een aantal mogelijke (bezwijk)mechanismen voor beproeving beschouwd en geanalyseerd op vooral de te bereiken meerwaarde en de daaraan verbonden activiteiten. Op basis hiervan is besloten de praktijkproeven te richten op het mechanisme ‘binnenwaartse macro instabiliteit door opdrijven’.

Het opdrijven van het uit slappe klei en veen bestaande holocene achterland wordt bij hoge rivierwaterstand veroorzaakt door de waterdrukken in de onderliggende pleistocene zandlaag die in verbinding staat met de rivier. Hierdoor neemt de steun van de dijk af en kan deze afschuiven over of nabij de scheiding Holoceen - Pleistoceen. Het mechanisme is voor het eerst ‘waargenomen’ bij de dijkafschuiving bij Streefkerk in 1985. Het is betrekkelijk ‘nieuw’ omdat het zich pas als maatgevend manifesteert boven een zeker niveau van de kruin van de dijk en van de rivierwaterstand. Momenteel wordt het als belangrijkste mechanisme beschouwd voor de rivierdijken in het westen van ons land, met name voor de toekomst indien de hydraulische randvoorwaarden verergeren en nieuwe dijkverhoging noodzakelijk is.

Voorafgaand aan de praktijkproeven in Bergambacht is het in de negentiger jaren ontwikkelde rekenmodel voor oprijfsituaties door GeoDelft aangepast en verbeterd. Dit nieuwe model is vervolgens in het kader van het project ‘Bergambacht’ gevalideerd met modelproeven in de geocentrifuge. Als laatste stap in deze (innovatie)cyclus zijn praktijkproeven uitgevoerd waarbij behalve de praktische toepasbaarheid van het rekenmodel tevens de volledige procedure van terrein- en laboratoriumonderzoek en ontwerp- en voorspellingsberekeningen is doorlopen en getoetst. Hierbij werd de projectgroep geconfronteerd met het volledige scala aan onzekerheden. De wijze van omgaan met deze onzekerheden in relatie tot de mogelijke implicaties ervan was zeer intensief omdat het om het zo dicht mogelijk benaderen van de (praktijkproef als) werkelijkheid ging en omdat bij de proef een afschuiving met (in de geotechnische onderzoekswereld) ongekende afmetingen werd nagestreefd. Een bijzonder aspect in het voorbereiding- en uitvoeringstraject was het onderkennen en reduceren van de diverse risico's en de monitoring ervan (bijv. garanderen van de stabiliteit nieuwe dijk).

De inrichting van de proef omvatte onder meer:

- het aanbrengen van een damwandkuip van 50m lengte aan de rivierzijde, waar vanuit de dijk kon worden verzadigd;
- het installeren van 4 (eerste proef in september 2001) respectievelijk 9 (proef november 2001) infiltratieputten in de kruin van de dijk waarmee de stijghoogte in het diepe Pleistoceen kon worden verhoogd tot aan opdrijven van het Holoceen;
- het 2 m afgraven van het maaiveld achter de dijk om afschuiven van de dijk te kunnen opwekken;
- het plaatsen van ca. 80 instrumenten (waterspanning en verplaatsing) in de bodem en het oppervlakte systeem voor verplaatsing van het maaiveld;
- het aanleggen van een ca. twee km lange leiding voor aanvoer van (schoon) infiltratiewater vanaf het drinkwaterbedrijf (alleen novemberproef).

Tijdens de eerste proef in september 2001 werd begin van bewegen waargenomen op NAP – 12m (overgang Holoceen – Pleistoceen). Doorgaande verplaatsing en bezwijken van de dijk trad niet op vanwege het verstopping van enkele filters in de infiltratieputten. Tijdens de eerste fasen van de proef in november 2001 kon de in september gemeten verplaatsingssnelheid weer worden gereproduceerd. Daarna trad op 28 november bij nog grotere infiltratiedebieten volledig bezwijken van de dijk op. Over een lengte van ca. 100m was een scheur op de kruin ontstaan. Het hoogteverschil over deze scheur bedroeg binnen enkele uren maximaal ongeveer 1,5m. Tegelijkertijd steeg het maaiveld in het achterland plaatselijk 0,8m. De verplaatsingsopnemers in de bodem bevestigden dat het een diep glijvlak betrof.

De dijk is bezweken zoals vooraf was geprogrammeerd met één belangrijke uitzondering. De lengte van de afschuiving bedroeg 100m waar op 50m was gerekend. Na afloop van de proef is vastgesteld dat de invloed van het kopeffect (weerstand aan beide einden in langsrichting van de dijk, ook drie-dimensionaal effect genoemd) zo groot is geweest dat de ermee gepaard gaande extra sterktecomponent het optreden van een 50m lang glijvlak verhinderd heeft. Dit betekent tevens een belangrijk winstpunt voor de praktijk bij ontwerp en toetsing. De lokale omvang van stabiliteitsverhogende maatregelen (bijv. een steunberm) en de consequenties ervan (bijv. voor bestaande bebouwing) kan onder bepaalde voorwaarden worden beperkt.

De analyse en evaluatie van de praktijkproef heeft een aantal belangrijke conclusies opgeleverd. Zo is het nieuwe rekenmodel in de praktijk geverifieerd en goed bevonden. Dit model levert hogere stabiliteits- factoren dan voorheen en daarmee minder vaak en minder robuuste steunbermen. Het rekenmodel (methode 'Van' opgenomen in Mstab) is vanaf mei 2002 beschikbaar voor de adviespraktijk. Tegelijkertijd is de meerwaarde van rekenmodellen gebaseerd op eindige elementen (bijv. Plaxis) onderstreept voor gevallen waarbij vervormingen van belang zijn. Bevestigd is dat in het geotechnische proces bij ontwerp en toetsing sprake is van onzekerheden van velerlei oorsprong. Belangrijke meerwaarde van de proef is dat de totale onzekerheidsmarge aan echt bezwijken kan worden gerelateerd en de bijdrage van de diverse componenten gekwantificeerd. Voor een aantal onderdelen zijn aanbevelingen gedaan voor aanpak bij de voorgenomen actualisatie van de veiligheidsbenadering.

Dat er in de procedures voor ontwerp en toetsing van dijken een aanzienlijke onzekerheidsmarge is verdisconteerd blijkt uit de resultaten van de berekeningen welke zijn uitgevoerd voor de oorspronkelijke oude dijk onder aanname van Maatgevend Hoogwater op de rivier. Volgens de huidige procedure zou deze dijk ruim zijn afgekeurd (factor 0,75). Het resultaat van de best guess berekeningen levert een resultaat met een factor 1,50 en daarmee, uitgedrukt in stabiliteitsfactor, twee maal zoveel op.

Het project 'Proefvak Bergambacht' betreft een samenwerking tussen Delft Cluster (TU Delft, CT Geotechniek en GeoDelft als penvoerder) en RWS Dienst Weg- en waterbouwkunde.

Binnen het project zijn tevens belangrijke bijdragen geleverd door Arcadis en Fugro. Gedurende het project is veel aandacht besteed aan communicatie met en naar de buitenwereld. Er zijn voorlichtingsbijeenkomsten gehouden voor zowel vakgenoten als andere belangstellenden (o.a. bewoners in de directe omgeving van het proefvak). Binnenkort verschijnt de 10<sup>e</sup> publicatie en er is veel aandacht aan het project besteed in de landelijke en regionale dagbladen en in enkele televisie uitzendingen

# Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b> .....	<b>4</b>
1.1	Kader en doel.....	4
1.2	Ontstaan van het project en organisatie .....	4
1.3	Communicatie naar vakwereld en andere belangstellenden .....	5
1.4	Leeswijzer en verantwoording rapport .....	6
<b>2</b>	<b>Achtergrond</b> .....	<b>8</b>
2.1	Aanleiding: actuele sterkte van dijken.....	8
2.2	Proefvak Bergambacht .....	9
2.3	Periode tot en met begin 2001: voorbereidingen en keuze proef .....	10
<b>3</b>	<b>Opdrijfmechanisme en stabiliteit</b> .....	<b>13</b>
3.1	Kwalitatieve beschrijving .....	13
3.2	Modellerings opdrijfmechanisme.....	15
3.3	Validatie met centrifugeproeven.....	16
<b>4</b>	<b>Vorbereidingen praktijkproeven Bergambacht</b> .....	<b>19</b>
4.1	Inleiding.....	19
4.2	Ondergrondmodel.....	20
4.2.1	Terrein- en laboratoriumonderzoek .....	20
4.2.2	Bodemschematisatie .....	20
4.2.3	Grondeigenschappen .....	22
4.3	Ontwerp- en predictieberekeningen.....	23
4.3.1	Algemeen.....	23
4.3.2	Benodigde opdrijfpotentiaal .....	25
4.3.3	Stabiliteitsberekeningen met MStab (methoden Bishop en Van).....	26
4.3.4	Oriënterende vervormings- en stabiliteitsberekeningen met Plaxis .....	30
4.3.5	Extrapolatiemethode vervormingen t.b.v. proef november 2001 .....	33
4.3.6	Drie-dimensionale invloeden.....	34
4.3.7	Tijdseffecten .....	35
4.3.8	Samenvatting predicties novemberproef (doorstart).....	35
4.4	Geohydrologische analyse .....	36
4.4.1	Inleiding.....	36
4.4.2	Vorbereidende activiteiten.....	37
4.4.3	Geohydrologische condities tijdens opdrijfproeven in september en november .....	38
4.5	Monitoringsplan.....	41
4.6	Inrichting proefvak en voorbereiding proefuitvoering .....	42
<b>5</b>	<b>Meetresultaten Praktijkproef Bergambacht</b> .....	<b>47</b>
5.1	Inleiding.....	47
5.2	Proefuitvoering .....	48
5.3	Stijghoogten in het pleistoceen.....	52
5.4	Waterspanningen Holoceen.....	59



5.5	Verplaatsingen .....	66
5.5.1	Verplaatsingen in ondergrond .....	66
5.5.2	Verplaatsingen van maaiveld.....	75
5.5.3	Vorm bezwijkvlak in de dijk .....	79
5.5.4	Impressie bezwijken dijk .....	80
<b>6</b>	<b>Analyse resultaten praktijkproef Bergambacht.....</b>	<b>83</b>
6.1	Inleiding.....	83
6.2	Beschouwing waargenomen mechanismen .....	84
6.2.1	Macro-instabiliteit door opdrijven.....	85
6.2.2	Ondiepe macro-instabiliteit .....	86
6.2.3	Opbarsten.....	86
6.2.4	Verticale bewegingen achterland.....	86
6.3	Belasting en belastingverloop.....	87
6.4	Analyse ondergrondmodel en gerealiseerde opdrukveiligheid.....	88
6.5	Analyse macrostabiliteit bij opdrijven.....	89
6.5.1	Basisanalyse.....	89
6.5.2	Bepaling driedimensionaal effect, tijdseffect en modelonzekerheden .....	91
6.5.3	Gevoeligheidsanalyse .....	92
6.6	Vervormingen .....	96
6.7	Vergelijking met LTV-benadering .....	97
<b>7</b>	<b>Overloop- en bresgroeioproef .....</b>	<b>100</b>
7.1	Inleiding.....	100
7.2	Uitvoering.....	100
7.3	Conclusies en aanbevelingen.....	102
<b>8</b>	<b>Meerwaarde praktijkproef Bergambacht voor adviespraktijk.....</b>	<b>104</b>
<b>9</b>	<b>Samenvatting, conclusies en nabeschuiving.....</b>	<b>107</b>
<b>Bijlagen</b>	<b>.....</b>	<b>115</b>
3.1	Nieuwe analytische methode voor het oprijfmechanisme .....	116
3.2	Vergelijking van de oprijfmodellen voor 10 representatieve polders.....	119
4.1	Plaxis .....	122
4.2	Instrumentatie Westraai Dp 85+25 m.....	124
4.3	Instrumentatie Hoofdraai Dp 85+00 m.....	125
4.4	Instrumentatie Oostrai Dp 84+82 m .....	126
5.1	Meetpunten in RD-stelesel .....	127
5.2	Verticale beweging maaiveld achterland op 28 november om 12.03 uur en 14.03uur.....	127
5.3	Verticale beweging maaiveld achterland op 28 november om 16.03 uur en 18.03 uur.....	128
5.4	Verticale beweging maaiveld achterland op 28 november om 19.05 uur en 20.11 uur.....	128
5.5	Vervorming aan oppervlak op diverse tijdstippen, raai C .....	129

5.6	Verticale verplaatsing tijdens bezwijken, meetpunt C5 (midden achterland, hart proefvak).....	129
5.7	Verticale verplaatsing tijdens bezwijken, meetpunt C11 (binnenkruinlijn, hart proefvak).....	130
6.1	Invloed driedimensionaal effect .....	131
6.2	Bepaling overeenkomstige rivierwaterstand.....	137
6.3.	LTV-toetsing binnenwaartse macrostabiliteit.....	142
6.4	Driedimensionaal effect, tijdseffect en modelonzekerheden .....	155
<b>Referenties</b>	<b>.....</b>	<b>159</b>
	Hoofdstuk 3.....	159
	Hoofdstuk 4.....	159
	Hoofdstuk 5.....	160
	Hoofdstuk 6.....	160
	Hoofdstuk 7.....	160
	Hoofdstuk 9.....	160

## 1 Inleiding

### 1.1 Kader en doel

In dit evaluatierapport worden de in september en november 2001 in Bergambacht uitgevoerde praktijkproeven beschreven. Het betrof vervormingsproeven waarbij het mechanisme “stabiliteitsverlies als gevolg van opdrijven van het achterland” centraal stond. Nadat bij de proef in september het begin van bezwijken werd waargenomen, trad in november 2001 daadwerkelijk bezwijken op. Met deze proeven, welke onderdeel uitmaken van het onderzoeksprogramma “actuele sterkte van waterkeringen”, werd een tweeledig maatschappelijk doel beoogd. Het eerste is om praktisch bruikbare informatie te vergaren waarmee de besluitvorming ten aanzien van evacuatie ten tijde van extreem hoogwater beter kan worden onderbouwd. De tweede doelstelling is om de uit de vijf-jaarlijkse toetsing van waterkeringen volgende reconstructiemaatregelen en additionele dijkversterkingen te kunnen reduceren. Voor het bereiken van dit tweede doel dient onderscheid gemaakt te worden in onderdelen welke naar verwachting direct vanuit de praktijkproef Bergambacht kunnen worden afgeleid en onderdelen waarvoor nog een vervolgtraject vereist is. De onderdelen waarvoor reeds op korte termijn “winst” kan worden geboekt, hebben een relatie met het in de praktijkproef waargenomen opdrijfmechanisme. Door toepassing van een verbeterd rekenmodel voor opdrijven dat in het kader van het Bergambacht project is gevalideerd, kunnen voorspellingen voor het gedrag van dijken nauwkeuriger en minder conservatief worden uitgevoerd. De onderdelen waarvoor een vervolgtraject nodig is vereisen nog aanvullend onderzoek (zoals aspecten in relatie tot tijdseffecten) of hebben een relatie met de veiligheidsfilosofie voor ontwerp en toetsing van dijken (zoals actualisering van materiaalfactor voor de grondparameters).

### 1.2 Ontstaan van het project en organisatie

Het initiatief tot het uitvoeren van praktijkproeven in Bergambacht is begin 1999 genomen door RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

Begin 1999 is RWS DWW in overleg getreden met GeoDelft met het voorstel om het project Proefvak Bergambacht in een onderling samenwerkingsverband uit te voeren in het kader van het aanstaande Delft Cluster onderzoeksprogramma. Na instemming door Delft Cluster en GeoDelft zijn begin 2000 concrete afspraken met betrekking tot de samenwerking gemaakt. Deze afspraken zijn in de loop van het project herhaalde malen bijgesteld en aangepast. Behalve GeoDelft is ook TU Delft CT vakgroep geotechniek betrokken bij het project. GeoDelft is penvoerder namens Delft Cluster.

Binnen deze samenwerking is een werkverdeling afgesproken die inhield dat RWS DWW de algemene leiding op zich nam en met name de voorbereiding, inrichting en uitvoering van de feitelijke praktijkproeven aanstuurde en dat GeoDelft de noodzakelijke onderliggende studies en berekeningen uitvoerde. Het meten en de data-acquisitie voorafgaand en tijdens de praktijkproeven is als een gezamenlijke activiteit van RWS DWW en GeoDelft uitgevoerd.

Gedurende het project zijn voorts belangrijke inhoudelijke bijdragen geleverd door Arcadis en Fugro, zowel bij de voorbereiding en uitvoering van de praktijkproeven als bij de

totstandkoming van dit evaluatierapport. Beide bedrijven waren gedurende het project in de projectgroep vertegenwoordigd.

Voor de uitvoering van het project is een projectorganisatie opgezet welke bestond uit:

- de projectgroep bestaande uit dr. ir. G.J.C.M. Hoffmans (RWS DWW, voorzitter), ir. B.A.N. Koehorst (RWS DWW), ir. J. Lindenberg (GeoDelft, vanaf 1 augustus 2000), dr.ir. A.R. Koelewijn (GeoDelft, vanaf 1 april 2001), dr.ir. M.A. Van (GeoDelft, vanaf 1 oktober 2001), ir. C. Zwanenburg (GeoDelft, tot 1 april 2001), ir. M.T. van der Meer (Fugro) en ir. P.A.A. Teunissen (Arcadis).
- binnen de projectgroep fungeerde incidenteel een kennisdriehoek bestaande uit ir. B.A.N. Koehorst (RWS DWW), dr.ir. A.R. Koelewijn (GeoDelft, vanaf 1 april 2001), ir. C. Zwanenburg (GeoDelft, tot 1 april 2001) en ir. M.T. van der Meer (Fugro) ten behoeve van verdieping op inhoudelijke onderdelen op verzoek van de projectgroep
- de klankbordgroep fungeerde tot december 2001 (na afloop van de uitvoering van de praktijkproeven) op verzoek van de projectgroep als adviesgroep met betrekking tot de (fundamentele) achtergronden en uitvoering van de praktijkproeven. Vanaf 1 januari 2002 is de samenstelling van de klankbordgroep enigszins gewijzigd en uitgebreid met vertegenwoordigers van adviesbureaus, tevens leden van de CUR werkgroep "Kritische factoren bij waterkeringen". Hiermee werd vooral beoogd om de analyse van de resultaten een optimaal rendement te geven voor de adviespraktijk en om hiervoor een breed draagvlak te creëren.

De klankbordgroep bestond uit ing. D. van Schie (HHR Krimpenerwaard), dr. B.G.H.M. Wichman (RWS DWW), ing. A.J. van Bruchem (Arcadis), ir. D.C. van Ooijen (RWS Zuid-Holland), ir. E.O.F. Calle (GeoDelft), ing. J. Dekker (GeoDelft, tot 1 januari 2002), ir. R.P.N. Pater (Witteveen en Bos, vanaf 1 januari 2002), ir. H.A. Schelfhout (Provincie Zuid-Holland, vanaf 1 januari 2002), ir. L.P.M. Linssen (DHV, vanaf 1 januari 2002), ir. E. Meisner (IBA Ingenieursbureau Amsterdam, vanaf 1 januari 2002), ir. M. Nieuwjaar (Provincie Flevoland, tot 1 januari 2002), ir. P.A.A. Teunissen (Arcadis, tot 1 januari 2002) en ir. M.T. van der Meer (Fugro, tot 1 januari 2002)

### 1.3 Communicatie naar vakwereld en andere belangstellenden

Voorafgaand en tijdens de praktijkproeven is de communicatie met de buitenwereld en de informatieoverdracht een zeer belangrijke en intensieve activiteit geweest. Genoemd worden hier:

- voorlichting over de voorgenomen praktijkproef in Bergambacht voor de plaatselijke bevolking in november 1999 (vooral ook in relatie tot oplevering nieuwe dijk) en begin september 2000
- het beschikbaar stellen via internet 2001 van een informatiepakket in juni 2001
- vele presentaties/lezingen voor diverse gremia
- een tweetal voorlichtingbijeenkomsten voor omwonenden en andere belangstellenden
- excursies naar het proefvak georganiseerd in augustus en begin september (vooral voor de technische achterban)
- persvoorlichting op 7 september 2001 in Bergambacht
- In totaal is er ca. 25 maal in de regionale en landelijke pers melding gemaakt van de praktijkproeven in Bergambacht
- in vier TV uitzendingen is aandacht aan de proeven besteed
- in juni 2001 is een artikel in Land & Water verschenen waarin de achtergronden en voornemens voor de praktijkproeven zijn belicht

Ook aan de bekendmaking van de proefresultaten is veel aandacht besteed en zal ook in de komende tijd nog veel inspanning vergen. Op 22 januari 2002 is een KIVI lezingenmiddag aan het project en de meerwaarde ervan gewijd. In Land & Water is in februari 2002 een

vervolgartikel gepubliceerd en in april 2002 is een meer inhoudelijk artikel in Geotechniek verschenen. De komende maanden zullen nog enkele artikelen in de vaktijdschriften volgen. Ook in internationaal verband zijn/worden vier publicaties aan de proef in Bergambacht gewijd. Tenslotte is op 31 mei 2002 een minisymposium georganiseerd waarbij het project en de daarbij behaalde resultaten werden gepresenteerd aan een breed, technisch georiënteerd publiek (ca. 90 aanwezigen).

#### **1.4 Leeswijzer en verantwoording rapport**

Dit evaluatierapport Proefvak Bergambacht streeft de volgende doelstellingen na:

- verslaglegging van de uitgevoerde praktijkproeven;
- vastlegging van de interpretatie en analyse van de metingen;
- richtinggeven ten aanzien van toekomstige uitgangspunten bij ontwerp en toetsing (onder andere aanbevelingen voor verdere uitwerking en nader onderzoek).

De eerste doelstelling van het rapport “vastlegging van de uitgevoerde praktijkproeven” is ruim opgevat. Ook het voortraject vanaf begin 1999 en het proces en de overwegingen die hebben geleid tot de keuze van opdrijven als bezwijkmechanisme voor de praktijkproef wordt in hoofdlijnen beschreven in hoofdstuk 2. Hiermee wordt beoogd om de opgedane ervaringen toegankelijk te maken voor belangstellenden en voor mogelijk vervolgonderzoek met praktijkproeven. In dit hoofdstuk wordt tevens ingegaan op de achtergrond van het begrip actuele sterkte van dijken en de mogelijke invulling ervan.

Hoofdstuk 3 is gewijd aan het opdrijfmechanisme. Het bevat een beschrijving van het mechanisme, van het recent verbeterde rekenmodel (methode Van) en van de ermee verkregen resultaten. De voorspellingskracht van de methoden Mstab, Plaxis en de methode Van voor situaties waar opdrijven maatgevend is, wordt naast elkaar gezet. De basisinformatie is in twee bijlagen beschreven. Hoofdstuk 3 wordt afgesloten met de belangrijkste resultaten van de modelproeven in de geocentrifuge waarmee het model methode Van is gevalideerd.

In hoofdstuk 4 worden de voorbereidingen voor de praktijkproeven beschreven. Hierbij worden de activiteiten voorafgaand aan de septemberproef en die voorafgaand aan de novemberproef integraal behandeld. Daar waar in de aanloop naar de novemberproef gebruik is gemaakt van bij de septemberproef verkregen inzicht, wordt dit gemeld. Dit is onder meer het geval in paragraaf 4.3.4 bij de extrapolatie van de in september gemeten vervormingen. Het accent ligt in hoofdstuk 4 vooral op de uitgevoerde ontwerp- en voorspellingsberekeningen. Hiermee wordt een goede aansluiting nagestreefd met de in hoofdstuk 6 beschreven analyse en evaluatie welke specifiek gericht is op de waarde van voorspellingsmethoden in relatie tot onder meer de toetsingsprocedure. In paragraaf 4.6 worden de belangrijkste onderdelen van de inrichting van het proefvak en de uitvoering ervan in hoofdlijnen beschreven.

Hoofdstuk 5 is gewijd aan de belangrijkste resultaten van de praktijkproef Bergambacht. Achtereenvolgens wordt in de paragrafen 5.2 tot en met 5.5 aandacht besteed aan de proefuitvoering, de gemeten waterspanningen in het pleistoceen en het holoceen en de gemeten verplaatsingen in de ondergrond en aan het maaiveld. In 5.5.4. wordt een impressie gegeven van het bezwijken van de dijk op 28 november 2001.

Hoofdstuk 6 beschrijft de analyse en evaluatie van de proefresultaten. Deze is specifiek gericht op de vaststelling van de waarde van voorspellingsmethoden in relatie tot onder meer de toetsingsprocedure. Hierbij is een procesgang gehanteerd welke in paragraaf 6.1 is toegelicht. Na een korte beschouwing van de waargenomen mechanismen in 6.2 (waarmee wordt aangeloten op hoofdstuk 5) worden de analyseresultaten beschreven. Achtereenvolgens komen de belasting en het belastingverloop (6.3), het opdrijven van het achterland (6.4) en de analyse van de macro-instabiliteit (6.5) aan de orde. Startend vanuit de basisanalyse worden het drie-

dimensionaal effect, het tijdseffect en de modelonzekerheden beschouwd en wordt de gevoeligheid van enkele belangrijke parameters beschreven. In 6.6 wordt de belangrijkste proefuitkomst, in casu het bezwijken van de dijk met bijbehorende belasting, beoordeeld in het licht van de vigerende procedure voor toetsing van dijken. Hierbij wordt aangesloten bij een in de zomer 2001 uitgevoerd deelproject waarbij 5 adviseurs de dijk hebben gewaardeerd onder MHW condities op basis van een beperkte hoeveelheid grondonderzoek.

In hoofdstuk 7 wordt een samenvatting gegeven van de overloop- en bresgroeiproef welke aansluitend aan de opdrijfproef begin december 2001 is uitgevoerd. Het betrof een kortdurend experiment ter vaststelling van de bestendigheid van het na afloop van de opdrijfproef resterende deel van de kruin en van het binnentalud. De resultaten in de vorm van voornamelijk visuele waarnemingen zijn in een afzonderlijk rapport vastgelegd.

Hoofdstuk 8 worden de aanbevelingen voor nader onderzoek beschreven. De uitgevoerde activiteiten voorafgaand aan, tijdens en vooral bij de analyse aansluitend aan de proef in Bergambacht hebben het inzicht voor een aantal belangrijke aspecten bij ontwerp en toetsing van dijken zodanig verdiept dat aanscherping van regelgeving haalbaar lijkt. Nadere uitwerking en in breder kader in relatie tot de veiligheidsbenadering en – aanpak is evenwel een vereiste. Onder meer betreft het de aspecten drie-dimensionaal effect, het tijdseffect en de procedure voor parameterbepaling

Hoofdstuk 9 tenslotte is gewijd aan de samenvatting en conclusies van het project en de ermee verkregen resultaten.

## 2 Achtergrond

### 2.1 Aanleiding: actuele sterkte van dijken

#### *Hoogwater 1995*

Begin 1995: hoogwater op de rivieren. Meer dan 200.000 mensen werden vanuit de bedreigde gebieden geëvacueerd. Naar schatting in totaal 0,5 á 1 miljard EURO aan maatschappelijke kosten. Een belangrijke reden was dat de stabiliteit van onze rivierdijken en daarmee de veiligheid van de bewoners erachter niet kon worden gegarandeerd. Achteraf bleek dat alle dijken langs de grote rivieren goed bleven functioneren. Er trad nergens doorbraak en overstroming op. Ook de schade bleef vrij beperkt.

Na het hoogwater begin 1995 is meermalen de vraag gesteld of de grootscheepse evacuaties en de ermee gepaard gaande maatschappelijke onrust en kosten voorkomen hadden kunnen worden. Voorafgaand aan het besluit tot evacuatie was in de meeste gevallen een geotechnisch deskundige gevraagd of de standzekerheid van de betreffende dijk kon worden gegarandeerd. De reden dat de deskundige in een aantal gevallen hierop geen positief antwoord kon geven was dat hem onvoldoende gegevens van de ondergrond ter beschikking stond. Daarbij was hij er zich terdege van bewust dat bij ontwerp en toetsing van dijken noodgedwongen een ruime zekerheidsmarge in acht genomen moet worden. Bedacht moet tevens worden dat het veelal ging om de minder robuuste dijken, waarvan al langer bekend was dat versterking noodzakelijk was.

De onzekerheidsmarge vindt voor een belangrijk deel zijn oorsprong in de vaak gebrekkige lokale informatie met betrekking tot de opbouw van dijk en ondergrond, de bodemeigenschappen en vooral in de mogelijke variaties daarin. Geotechnici zijn zich in het algemeen terdege bewust van deze onzekerheden, getuige de goed doordachte wijze waarop ze in de afgelopen decennia in de ontwerp- en toetsingsprocedures zijn verdisconteerd. Maar de ervaringen van begin 1995 hebben zeker ook tot het besef geleid dat de overall onzekerheidsmarge groot is en dat het op onderdelen wellicht ook wat minder zou kunnen. Vanuit dit besef heeft het begrip actuele of werkelijke sterkte van dijken zijn intrede gedaan. Essentieel daarbij is hoeveel de onzekerheidsmarge kan worden verkleind zonder afbreuk te doen aan de vereiste veiligheid.

#### *Actuele sterkte*

Het belang van een beter inzicht in de actuele of werkelijke sterkte van dijken is drieledig:

- tijdens hoogwater: met een beter inzicht in de sterkte kan het moment waarop tot evacuatie moet worden besloten, worden uitgesteld;
- bij de 5-jaarlijkse toetsing: met meer kennis van de werkelijke sterkte zal de omvang van het oordeel “onvoldoende/onveilig” aanzienlijk kunnen reduceren en daarmee tevens de omvang van (achteraf onnodige) reconstructiemaatregelen;
- bij toekomstige afweging van dijken bij zwaardere hydraulische randvoorwaarden: het definiëren van een zekere oversterkte op basis van verbeterd inzicht in de werkelijke sterkte levert een welkome reserve op voor de komende decennia.

Met name het laatstgenoemde belang sluit aan bij ontwikkelingen die (al dan niet ingegeven door de ervaringen van 1995) in de afgelopen jaren zijn ingezet. Genoemd worden hier het voornemen tot het treffen van rivierverruimende en afvoercontrolerende maatregelen in het kader van Ruimte voor de Rivier (RvR) en het kwantificeren van de overstromingskans per dijkkringgebied binnen het recent gestarte project Veiligheid van Nederland in Kaart (VНК). De in het kader van RvR genoemde maatregelen hebben in principe een MHW verlagend effect.



Echter of dit effect overal in voldoende mate zal kunnen worden bereikt is vooralsnog onzeker vooral in het licht van de mogelijke scenario's voor hogere afvoeren en MHW's in de toekomst. Bovendien kunnen ontgravingen in de uiterwaarde de sterkte van de dijk nadelig beïnvloeden.

De eerste (oriënterende) onderzoeken hebben een aantal ingangen opgeleverd waarmee de werkelijke sterkte van de dijk beter kan worden benaderd. Deze zijn:

- het concept van bewezen sterkte. De procedures voor ontwerp en toetsing berusten grotendeels op het "voorspellen" van het gedrag van de waterkering tijdens extreme condities. Hierbij dient een onzekerheidsmarge in acht genomen te worden. Daar waar een bestaande dijk in het verleden aantoonbaar een belasting heeft getrotseerd die gelijk of hoger is dan het in de toekomst geldende MHW levert de mogelijkheid om de onzekerheidsmarge geheel of gedeeltelijk te negeren
- beoordelen en actualiseren van de veiligheidsfilosofie en –aanpak. Verbeterd inzicht op diverse onderdelen kan aanleiding zijn tot aanpassing of differentiatie van de veiligheidsfilosofie en –aanpak. Onder meer is dit het geval waar "bewezen sterkte" geen volledig uitsluitel geeft voor MHW condities.
- monitoring van het gedrag van dijken gedurende hoogwater. Belemmeringen vormen het feit dat hoogwater een "zeldzaam" verschijnsel is en dat voor belangrijke vergroting van het inzicht ook werkelijk bezwijken vereist is of minimaal overschrijding van het voorspelde bezwijkgedrag
- optimaliseren van de omvang van het grondonderzoek (in het veld en het lab). Een deel van de onzekerheid wordt veroorzaakt door de (natuurlijke) heterogeniteit van dijk en ondergrond. Intensivering van het grondonderzoek kan deze onzekerheid verkleinen.
- vergroting van het fysisch inzicht in het gedrag van dijken tijdens hoogwater. Voor een aantal mogelijke bezwijkmechanismen is het fysisch inzicht nog niet volmaakt. De ontwerp- en toetsingsprocedure zal dan een relatief grote (deel)onzekerheidsmarge bevatten. Vergroting van het inzicht in het betreffende mechanisme door middel van zowel analytisch (numeriek) als experimenteel onderzoek, kan tot reductie van deze marge leiden

Hieraan kunnen ook "praktijkproeven" (in-situ proeven op een bestaande of nieuwe dijk) worden toegevoegd waarmee de werkelijke sterkte lokaal kan worden vastgesteld. Ondanks dat praktijkproeven als een probaat middel voor het actuele sterkte onderzoeksspoor wordt beschouwd worden ze echter meestal als een nadere uitwerking van de hiervoor genoemde eerste, derde en vierde methode beschouwd. Immers het uitvoeren van een praktijkproef zonder fysisch model en daarmee uitgevoerde voorspelling en zonder finale confrontatie van dit model met het gemeten gedrag van de dijk, heeft weinig waarde. Aan een praktijkproef zal bovendien al vlug een veelvoud aan grondonderzoek ten opzichte van de bij ontwerp gebruikelijke omvang, worden gekoppeld. Analyse van de met intensivering van dit grondonderzoek te behalen winst maakt dan onderdeel uit van het project.

## 2.2 Proefvak Bergambacht

Na de recente dijkversterkingen langs de Lek is het gedeelte tussen dp 84 en 87 van de oorspronkelijke Lekdijk vanaf 2000 niet meer in functie als waterkering (figuur 2.1). In het kader van "Ruimte voor de Rivier" is door de aanleg van een landinwaarts gelegen nieuwe dijk een rivierverruiming gecreëerd waardoor de oude dijk overbodig werd en in 2002 zal worden afgegraven. Deze oude dijk en het tussen oude en nieuwe dijk gelegen achterland leverde de mogelijkheid om grootschalige praktijkproeven uit te voeren.





Figuur 2.1: luchtfoto Proefvak Bergambacht met oude en nieuwe Lekdijk

Nadat bleek dat het beherende hoogheemraadschap Krimpenerwaard welwillend stond tegenover het uitvoeren van praktijkproeven evenals de voor de buitendijkse herinrichting verantwoordelijke Directie Zuid-Holland van RWS is het project Proefvak Bergambacht begin 1999 van start gegaan. Het hoogheemraadschap verbond aan haar instemming een aantal voorwaarden welke met name betrekking hadden op de waarborg van de stabiliteit van de recente nieuwe dijk.

### **2.3 Periode tot en met begin 2001: voorbereidingen en keuze proef**

Vanaf de aanvang werd met de praktijkproeven beoogd om een belangrijke bijdrage te leveren aan vergroting van het inzicht in de actuele sterkte van waterkeringen. Hierbij stond een groot aantal aandachtspunten en (bezwijk)mechanismen voor ogen die mogelijk als onderwerp voor de praktijkproeven zouden kunnen dienen. Vanuit deze eerste ideeën is vervolgens in de periode vanaf 1999 van “grof naar fijn” gewerkt totdat begin 2001 een door de projectgroep uitgewerkt voorstel voor de inrichting van het proefvak en uitvoering van de praktijkproeven aan de klankbordgroep kon worden voorgelegd.

Om te komen tot inperking van de aandachtspunten en (bezwijk)mechanismen tot de meest prioritaire onderwerpen zijn een aantal bijeenkomsten georganiseerd met een aantal specialisten en belanghebbenden.

Criteria waren hierbij:

1. de onderwerpen betreffen kritische factoren bij ontwerp en toetsing van waterkeringen; factoren waaraan substantiële onzekerheden kleven, die in belangrijke mate van invloed zijn op het resultaat van ontwerp of toetsing of die een additionele verruiming van de sterkte kunnen opleveren (bijv. kwantificering reststerkte waaraan in de huidige procedures nog geen bijdrage wordt ontleend);
2. m.b.t. deze onderwerpen dient het vooruitzicht te bestaan dat onderzoek leidt/kan leiden tot zodanige verbetering van inzicht dat een aanscherping van de (actuele) sterkte mogelijk is;
3. om de gewenste progressie te kunnen bereiken is een praktijkproef noodzakelijk of op zijn minst wenselijk;
4. de onderwerpen hebben bij voorkeur een generiek karakter zodat de resultaten van de praktijkproeven in Bergambacht en de eruit volgende conclusies ook elders toepasbaar zijn;
5. inpassing in een praktijkproef dient mogelijk te zijn binnen de voor het project geldende en aan het gekozen proefvak verbonden condities (o.a. budgettair, geometrie, geotechnisch en geologisch).

Op 11 maart 1999 heeft een brainstormsessie plaatsgevonden met vertegenwoordigers van RWS DWW, TUDelft, HHR Krimpenerwaard, Provincie Zuid-Holland en GeoDelft. Het accent lag daarbij bij het benoemen van onderwerpen op basis van de criteria 1 en 2 en in iets mindere mate bij de criteria 3 tot en met 5. Deze sessie leverde de volgende groepen van onderwerpen (witte vlekken) op:

- A. De invloed van het buitenwater op het dijklichaam, waaronder:
  - freatische lijn in het dijklichaam en de ontwikkeling daarvan
  - overloop en overslag: erosie binnentalud en afschuiven als gevolg van infiltratie
- B. De relatie tussen sterkte en vervormingen
  - wanneer zijn vervormingen kritiek ? kunnen vervormingen als maat voor de veiligheid dienen ?
- C. Bresgroei en reststerkte
  - in relatie tot overgangskansen na overschrijden van de sterkte

Op 19 mei 2000 is door RWS DWW een bijeenkomst georganiseerd waarbij een aantal ingenieursbureau's, aandachtspunten, mogelijkheden, varianten en alternatieven hebben gepresenteerd voor de in Bergambacht uit te voeren praktijkproeven. Dit heeft geleid tot aanscherping van enkele aandachtspunten en in enkele gevallen tot initiatie van aanpalend onderzoek (bijv. ADP methode voor stabiliteitanalyse: samenwerking RWS DWW, Gemeentewerken R'dam en GeoDelft)

In de periode zomer 1999 tot januari 2001 zijn de onderwerpen A, B en C door de projectgroep verder uitgewerkt hetgeen leidde tot drie, aan de onderwerpen A en B gerelateerde mogelijke proeven. Bij de uitwerking is met name aandacht geschonken aan de praktische realiseerbaarheid in het proefvak. Het onderwerp C. Bresgroei en reststerkte is niet verder uitgewerkt omdat generiek bruikbare conclusies niet haalbaar werden geacht vanwege de heterogene opbouw van de proefdijk en vanwege het ontbreken van een "ontwerpmodel" voor een kleidijk. Hierbij zij opgemerkt dat na afloop van de praktijkproef "opdrijven" op 5 en 6 december 2001 nog een bresgroeiproef van beperkte duur als kijkproef is uitgevoerd (zie hoofdstuk 7).

De drie proefvarianten waren:

- de freatische lijn proef
- de overloop/overslagproef
- de vervormingsproef (relatie sterkte – vervorming)

Deze drie proeven zijn uitgewerkt tot een globaal ontwerp voor de proefinrichting. Onder meer is in dit traject ten behoeve van de definitie van de overloop/overslagproef op 24 november 2000 een expertmeeting georganiseerd waarbij gesproken is over het mogelijke nut van deze proefvariant en over de mogelijkheden en onmogelijkheden voor de proefinrichting en de analyse. Met betrekking tot de vervormingsproef zijn een aantal deelvarianten beschouwd, waarbij de variant met het diepe glijvlak in relatie tot het oprijfmechanisme de voorkeur kreeg vanwege de specifiek hiervoor geschikte geologische en geometrische condities in het proefvak.

In het voortraject heeft tot medio november 2000 de afzonderlijk variant “dijkversterking met behulp van gestabiliseerde grondkolommen” parallel meegelopen. De voorbereidingen aan deze variant welke door RWS Bouwdienst WIS (Waterbouw Innovatie Steunpunt) werden uitgevoerd zijn in november 2000 gestaakt vanwege het vooruitzicht dat deze optie als één van de varianten van innovatief dijkversterken in het bredere kader van het INSIDE project van RWS zou worden meegenomen.

Vervolgens was een laatste reductie noodzakelijk. Na beoordeling van de drie proefvarianten is dit toegespitst op het uitvoeren van de twee (mindere omvangrijke) proeven “freatische lijn” en “overloop/overslag” of het uitvoeren van de, vanuit technisch oogpunt, meest ingrijpende proef: de “vervormingsproef i.r.t. opdrijven”. Op basis van inhoudelijke redenen werd gekozen voor de “vervormingsproef”. Overigens zouden deelaspecten van de freatische lijnproef en overloopproef (eventueel) in de opzet van de vervormingsproef kunnen worden meegenomen. (zie ook hoofdstuk 7 voor de begin december uitgevoerde overloop-/bresgroeiproef).

De inhoudelijke redenen zijn:

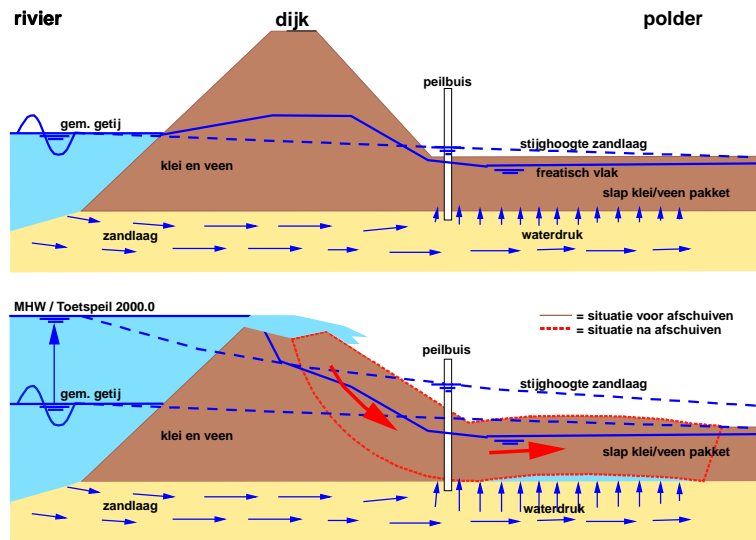
- de freatische lijnproef beoogde het inzicht in de ontwikkeling van de freatische lijn in een dijklichaam te vergroten om in de toekomst bij ontwerp en toetsing in staat te zijn een realistischer inschatting van de waterspanning in de dijk te kunnen maken. Dit is belangrijk omdat de grootte van de waterspanning een substantiële invloed heeft op de stabiliteitsfactor. Uit het grondonderzoek kwam evenwel naar voren dat met name de bovenste meters van de proefdijk zeer heterogeen was opgebouwd. Omdat vertaling van de resultaten naar andere locaties daardoor zeer problematisch zou zijn, is besloten deze proef niet uit te voeren.
- het doel van de overloop/overslagproef was om nuttige informatie te leveren m.b.t. de twee (faal)mechanismen “erosie kruin en binnentalud” en “bezwijken binnentalud als gevolg van infiltratie”. Hiermee zou de bepaling van de vereiste dijkhoogte en de helling en kwaliteit van het binnentalud kunnen worden aangescherpt. Enerzijds omdat de in het proefvak gemeten erosie niet direct toepasbaar zou zijn voor andere locaties (daarvoor zijn aanzienlijk meer praktijkproeven nodig), anderzijds omdat uit oriënterende berekeningen bleek dat de helling van het binnentalud in het proefvak (1:2,6) onder invloed van infiltrerend water stabiel zou blijven, is besloten deze proef niet uit te voeren
- Met de vervormingsproef in relatie tot opdrijven werd beoogd het inzicht te vergroten in een grootschalig bezwijkmechanisme dat nog maar relatief kort bekend is en waarover slechts weinig ervaringsgegevens beschikbaar zijn. In dit verband werd het aantonen van het mechanisme door middel van een geprogrammeerde proef belangrijk geacht. Er was een rekenmethodiek beschikbaar die recent was verbeterd en gevalideerd aan de hand van modelproeven in de geocentrifuge. Bevestiging van de voorspellingsmogelijkheden van dit model in een praktijkproef levert de ingang voor vertaling naar andere locaties en condities.

Op basis hiervan heeft de projectgroep voorgesteld om alleen de vervormingsproef in relatie tot opdrijven uit te voeren. Dit voorstel is in maart 2001 door de klankbordgroep onderschreven.

### 3 Opdrijfmechanisme en stabiliteit

#### 3.1 Kwalitatieve beschrijving

In het westen van Nederland rusten slappe lagen onder en naast de dijk op een stijve en waterdoorlatende zandlaag. Indien deze zandlaag in verbinding staat met een rivier of estuarium, kan de potentiaal in dit zand oplopen als gevolg van een hoge waterstand, zie figuur 3.1. De korrelspanningen op het grensvlak tussen het slappe lagenpakket en de zandlaag nemen hierdoor af en kunnen zelfs reduceren tot nul. In dit geval kan een glijvlak optreden dat gedeeltelijk horizontaal langs dit grensvlak ligt.



Figuur 3.1 opdrijfmechanisme; boven: situatie bij gemiddelde waterstand; onder: maatgevend hoogwater.

In 1984 was dit mechanisme nog niet begrepen en heeft dit geleid tot het plotseling bezwijken van de dijk bij 'Streefkerk', zie figuur 3.2. Onderzoek naar aanleiding van dit bezwijken heeft aangetoond dat het opdrijven een serieus te nemen bezwijkmechanisme is [Bauduin & Moes, 1987]. Echter, er zijn maar een paar cases uit de historie van bezwijken van dijken gepubliceerd waarbij dit mechanisme speelde. Zoals het bezwijken bij Dartford, Engeland gedurende de storm van 1953 [Cooling & Marsland, 1953], [Marsland, 1961]. Bij Streefkerk was de aanleiding van bezwijken een combinatie van een relatief hoge rivierwaterstand en dijkversterkingswerkzaamheden [Bauduin et al., 1989]. Wellicht is bij andere bezwijksituaties het mechanisme niet onderkend. Daarnaast is het 'Bishop'-mechanisme maatgevend bij lagere waterstanden en wordt het opdrijfmechanisme pas dominant bij hoge waterstanden. Het mechanisme zal zich daarom pas manifesteren bij een kruinhoogte boven een zeker minimum niveau. Dit wil zeggen een niveau waarbij een hoge rivierwaterstand wordt gekeerd en daadwerkelijk tot hoge overdrukken onder het achterland leidt. Dit kan de oorzaak zijn dat het opdrijfmechanisme in de afgelopen eeuwen niet of nauwelijks is opgetreden (wellicht ook: niet onderkend). Tegelijkertijd betekent dit dat opdrijven inclusief daardoor ingeleid bezwijken van de dijk de komende decennia/eeuwen van veel substantiëler belang zal zijn, zeker indien de verwachte verhoging van de hydraulische randvoorwaarden werkelijkheid wordt. Uit observaties van bezwijkgevallen, centrifugeproeven en eindige-elementenmethoden berekeningen blijkt dat het bezwijkmechanisme als aangegeven in figuur 3.1 optreedt [Van, 2001].





Figuur 3.2 Opdrijven bij Streefkerk.

### *De Krimpenerwaard*

Het faalmechanisme dat optreedt bij bijna of volledig opdrijven van het slappe lagenpakket wordt sinds midden jaren tachtig meegenomen bij het ontwerpen en toetsen van dijken [TAW, 1985]. In de Nederlandse polder ‘Krimpenerwaard’, zie figuur 3.3, treedt dit mechanisme over grote strekkingen van de dijk op bij een eventueel hoogwater. Aan de westkant van de polder is voor circa 10 kilometer dijk het mechanisme maatgevend en de dijk onvoldoende sterk. Dit leidt tot calamiteiten- en versterkingsplannen. De 10 kilometer dijk is voor circa de helft bebouwd. Zowel bebouwing in de teen, zie figuur 3.4, als op de gehele waterkering, zie figuur 3.5, komen voor. Aanscherping en validatie van het rekenmodel is alleen hier al zeer relevant om onnodig amoveren van bebouwing of bouwen van kostbare bescherm constructies te voorkomen. Daarnaast blijkt uit de toetsing dat dit mechanisme voor het merendeel van de Nederlandse dijken maatgevend is.



Figuur 3.3 Dijken in de westzijde van de Krimpenerwaard



Figuur 3.4 Huizen in de teen van de dijk



Figuur 3.5 Huizen op de dijk

### 3.2 Modellingering oprijfmechanisme

De eerste benadering voor de modellering van het mechanisme is ondergebracht in een computerprogramma van GeoDelft (Mlift), waarvan de eerste versie in 1988 is gereedgekomen. In de loop der jaren is de modellering veelvuldig verbeterd. In dit oorspronkelijke model wordt het veronderstelde glijvlak verdeeld in drie zones, te weten: een actief deel glijcirkel, een deel met recht glijvlak (drukstaaf) en een passief deel glijcirkel, zie figuur 3.6.

Het actieve en passieve deel van de glijcirkel oefenen beide een horizontale kracht  $I_a$  en  $I_p$  uit op de drukstaaf. Bij een oprijfveiligheid, dat wil zeggen het verticale gewicht van de grondlagen gedeeld door de potentiaal in het zand, groter dan 1,0 zal ook langs de scheiding tussen drukstaaf en onderliggend zandpakket een schuifkracht  $F_s (= \tau_s.L)$  worden opgenomen. De stabiliteitsfactor (SF) wordt bepaald door de weerstandbiedende krachten  $I_p$  plus  $F_s$  te delen door de aandrijvende kracht  $I_a$ . Voor het bepalen van de aandrijvende kracht  $I_a$  wordt de glijcirkel aan de linkerzijde van figuur 3.6 apart beschouwd. Hierbij wordt voor de grond aan de passieve zijde van deze cirkel  $\varphi=0$  aangehouden (met  $\varphi$  de hoek van inwendige wrijving) en wordt de cohesie gevarieerd, zodanig dat de stabiliteitsfactor van de beschouwde cirkel volgens de methode Spencer 1,0 is [Spencer, 1967]. De aandrijvende kracht  $I_a$  wordt dan gelijkgesteld aan de interlamelkracht recht onder het middelpunt van de beschouwde cirkel. Door meerdere middelpunten te beschouwen wordt de maximale aandrijvende kracht  $I_a$  bepaald. De bepaling van  $I_p$  verloopt op gelijke wijze, maar dan voor de glijcirkel aan de rechterzijde van figuur 3.6. Ondanks een inmiddels lange adviseringstijd met dit model is er nog het een en ander op aan te merken. Een van de belangrijkste bezwaren is dat het niet aansluit bij de methode Bishop [Bishop, 1955]. Indien middelpunt en straal van het veronderstelde glijvlak gelijk wordt gekozen, dan worden met dit oprijfmodel en met de methode Bishop verschillende stabiliteitsfactoren berekend. Daarnaast geeft het model soms foute resultaten, bijvoorbeeld bij het toepassen van een berm. Juist toepassing van een berm verhoogt de korrelspanning aan de passieve zijde, zodat het oprijfmechanisme minder snel kan optreden. Echter, in het rekenmodel wordt een hogere actieve aandrijvende kracht gevonden tengevolge van een berm. Hoewel dit bij de methode Spencer logisch is, wordt het effect van een berm daardoor in het model onjuist gehonoreerd.

#### *Methode Spencer*

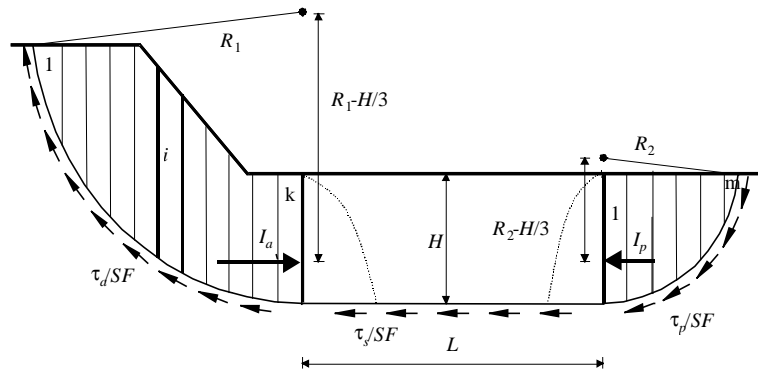
Een logisch alternatief is om niet twee aparte Spencer cirkels door te rekenen, maar om het gehele glijvlak met de methode Spencer op te lossen. Aan de passieve zijde kan dan echter niet gerekend worden met een cirkelvormig glijvlak, omdat de berekening instabiel wordt als de passieve cirkel te steil uit het maaiveld komt. Daardoor moet een rechte wig aan de passieve zijde worden gekozen. Deze methode is geïmplementeerd in software, maar heeft als nadeel dat de passieve wig niet precies aansluit bij de cirkelvormige Bishop cirkel, waardoor ook de gevonden stabiliteitsfactor minder goed aansluit. Daarnaast is de rekentijd relatief lang, omdat voor elke actieve cirkel en passieve-cirkelcombinatie een som moet worden uitgevoerd. Het aantal berekeningen wordt dan alle cirkelpunten maal alle stralen aan de actieve zijde vermenigvuldigd met alle cirkelmiddelpunten maal alle stralen aan de passieve zijde. Een som duurt voor de adviespraktijk daardoor te lang (uren).

#### *Nieuwe analytische methode*

In 1999 is een nieuw model ontwikkeld waarbij de volgende uitgangspunten zijn gehanteerd:

- Indien de oprijflengte naar nul gaat en de middelpunten aan de actieve en passieve zijde samenvallen dan moet het resultaat gelijk zijn aan de Bishop benadering;
- De stabiliteitsfactor moet een vergelijkbaar criterium zijn als in de Bishop theorie;
- De theorie moet op termijn uit te breiden zijn naar een probabilistische versie.

In figuur 3.6 is het principe van het nieuw ontwikkelde model weergegeven. In bijlage 3.1 wordt de afleiding van het model en de formules gegeven. Dit model is geïmplementeerd en geïntegreerd in het softwareprogramma Mstab.



Figuur 3.6 Nieuw rekenmodel voor opdrijven.

Het nieuwe model beschrijft het mechanisme nauwkeuriger en sluit goed aan bij de modellering die volgens de Bishop methode voor stabiliteit wordt gehanteerd [Van & Rozing, 1999]. Daarnaast is het model consistent bij toepassing van veel voorkomende bermconstructies. Het model is geverifieerd middels vergelijking met andere analytische modellen en eindige-elementenmodellen [Plaxis, 1998] voor een representatief aantal over Nederland verspreide dijkdwarsdoorsneden, zie bijlage 3.2. Daaruit kan worden geconcludeerd dat de nieuwe opdrijfmodel consistent is met andere modellen en dat het model eenvoudig te gebruiken is en een relatief korte rekentijd heeft.

#### *Eindige-elementenmethode*

Voor opdrijfveiligheden vanaf circa 1,04 en daarboven is het mogelijk om met eindige-elementenmethode [Plaxis, 1998] berekeningen uit te voeren. Analytische methoden hebben het voordeel dat ook voor opdrijfveiligheden onder de 1,0 nog resultaten worden gevonden. In de adviespraktijk blijken deze lage opdrijfveiligheden frequent voor te komen. Naast de algemene uitgangspunten betreffende geometrie en grondeigenschappen, moeten voor eindige-elementenberekeningen aanvullende uitgangspunten worden gekozen. Hierbij moet gedacht worden aan soort elementen, dichtheid van de mesh en gedraineerd of ongedraineerd rekenen en vooral ook aan de initiële horizontale-spanningstoestand. Daarnaast kan met een aantal parameters het rekenproces worden beïnvloed, zoals de te accepteren fout bij het iteratie proces.

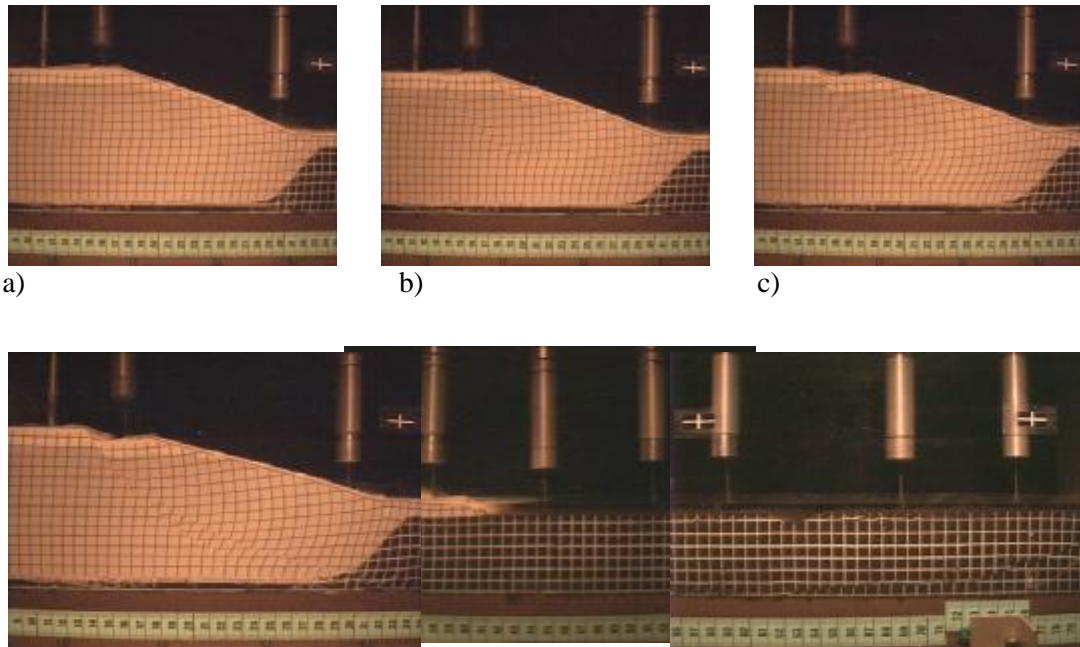
### **3.3 Validatie met centrifugeproeven**

Na het bezwijken van de dijk bij Dartford zijn in Engeland een aantal centrifugeproeven uitgevoerd om de invloed van het opdrijven te bestuderen [Padfield & Schofield, 1983]. Dit resulteerde in handreikingen om opdrijven te voorkomen door de toepassing van bermen. In het kader van de Bergambachtproef zijn aanvullende kwalitatieve proeven uitgevoerd door de TU Delft [Allersma & Rohe, 2001]. Deze resultaten zijn weer gebruikt om twee proeven uit te voeren in de grote centrifuge van GeoDelft (figuur 3.7). Bezwijken in de grote centrifuge trad op bij een versnelling van 75g in de eerste en 100g in de tweede test [Brassinga & Bezuijzen, 2001].



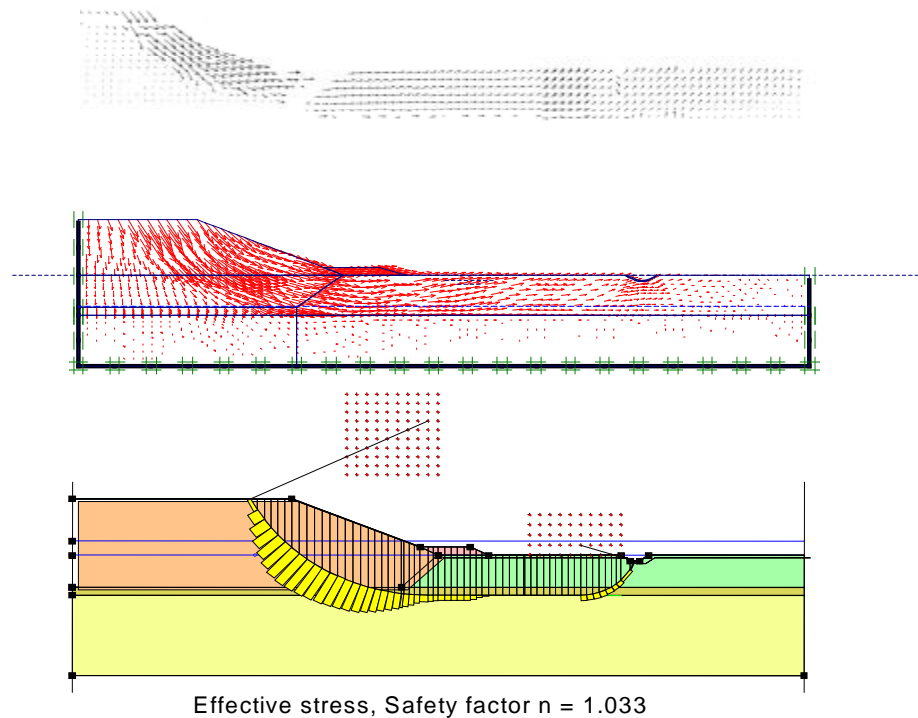
Figuur 3.7 Model in de grote centrifuge.

De centrifugeproef is met 3 videocamera's vastgelegd, waarvan de eindsituatie van de tweede proef van alle drie de camera's is weergegeven in figuur 3.8d. In figuur 3.8 a, b, c en d is het verloop van de proef in de tijd weergegeven. In eerste instantie ontstaan vervormingen in de zone rondom het latere glijvlak. Deze vervormingen groeien totdat er een scheur ontstaat in het linker deel van het glijvlak (3.8a). Daarna breidt het glijvlak zich uit naar rechtsonder en start een kleine kruindaling (3.8b). Het actieve deel van het glijvlak vervormt dus als eerste. Vervolgens wordt het achterland, de zogenaamde drukstaaf verder naar rechts geschoven, terwijl de kruindaling fors toeneemt en de actieve grondmoot verder onderuitschuift (3.8c), terwijl ook een tweede actieve glijcirkel ontstaat boven de eerste (3.8d).



d)  
Figuur 3.8 Model in de centrifugeproef; a) start proef direct na consolidatie; b) eerste scheur in actieve deel van dijk ontstaat; c) dijk vervormd en achterland verplaatst; d) eindsituatie met tweede glijvlak.





Figuur 3.9 a) boven: image processing van videobeelden (verplaatsingspijltjes zijn op geometrie schaal)  
 b) midden: resultaten Plaxis analyse  
 c) onder: resultaten Mstab, methode Van

Uit de imageprocessing in figuur 3.9a is goed te zien dat de verplaatsingen in het achterland horizontaal zijn totdat de invloed van de sloot deze gaat beïnvloeden. Dit is overeenkomstig de analyse van de proef met Plaxis en Mstab methode Van, zie figuur 3.9b en 3.9c, waarin een vergelijkbaar verplaatsingsbeeld is te zien.

Tabel 3.1. Vergelijking van de centrifugeproefresultaten (is referentie en 1.0) met de rekenmodellen: Bishop, Van and Plaxis (Brassinga & Bezuijen, 2001).

	Proef	Bishop	Van	Plaxis
Test 1 (75g)	1.0	1.15	1.00	0.81
Test 2 (100g)	1.0	0.93	1.03	0.89

In tabel 3.1 zijn de resultaten van de evaluatie van de centrifugeproef weergegeven. De proefresultaten zijn nagerekend met Bishop, Van en Plaxis. De referentie is de centrifugeproef, zodat een waarde kleiner dan 1,0 betekend dat het rekenmodel eerder bezwijken aangeeft dan in de proef. Geconcludeerd kan worden dat het Van-model goed op de proefresultaten aansluit. Het oprijfmechanisme is een probleem dat in veel van de Nederlandse polders speelt. Hierdoor zijn vaak kostbare constructies noodzakelijk en/of wordt bebouwing geamoveerd. Het model is gevalideerd middels een centrifugeproef, waarbij de juistheid van het model blijkt uit het feit dat de predictie dicht op het proefresultaat ligt.

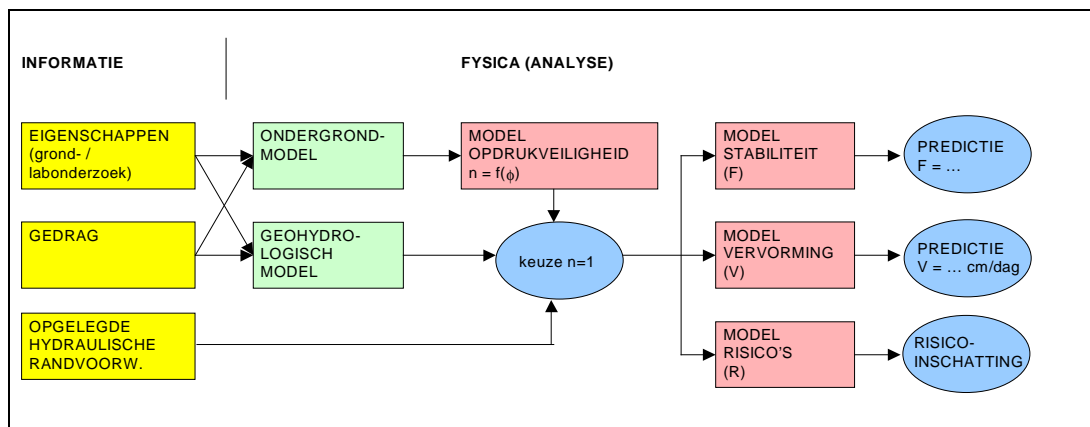
## 4 Voorbereidingen praktijkproeven Bergambacht

### 4.1 Inleiding

De voorbereiding van de praktijkproeven (macrostabiliteit bij opdrijven) in proefvak Bergambacht is in dit hoofdstuk aan de hand van een analyse-schema beschreven. Het schema toont de volgorde en de relaties tussen te onderscheiden 'blokken', vanaf de metingen van eigenschappen of gedrag, via modellen naar de predictie van stabiliteitsfactor, vervorming, risico's.

In figuur 4.1 is de basisopzet van het analyse-schema gegeven, waarin alle relevante blokken zijn opgenomen.

- informatieblokken:
  - grond- en laboratoriumonderzoek
  - gedragsmetingen
  - (opgelegde) hydraulische randvoorwaarden
  
- modellen:
  - ondergrondmodel (expertschatting Kruse)
  - geohydrologisch model (Lambert, Microfem)
  - model opdrukveiligheid
  - stabiliteitsmodel (MStab/MVan, Plaxis)
  - vervormingen-model (Plaxis, extrapolatiemethode)
  
- predicties
  - oprijfveiligheid (bij opgelegde hydraulische randvoorwaarden)
  - stabiliteit
  - vervormingen
  - risico's



Figuur 4.1: Basisopzet analyse-schema Bergambacht

In dit hoofdstuk staat het ontwerp van de proef centraal, inclusief de predicties van de macrostabiliteit, vervormingen, en mogelijke bijkomende fenomenen (risico's). Hierbij wordt de volgende werkwijze gevolgd:

- In paragraaf 4.2 wordt het terrein- en laboratoriumonderzoek behandeld, alsmede een eerste bodemschematisatie en de vaststelling van grondeigenschappen ten behoeve van de berekeningen. Bij de vaststelling van de bodemschematisatie is tevens gebruik gemaakt van de geohydrologische (gedrags)metingen (par. 4.4). Op grond hiervan is bepaald welke opdrukpotentiaal benodigd is om juist opdrijven te bewerkstelligen;

- In paragraaf 4.3 wordt een overzicht gegeven van de verschillende ontwerp- en predictieberekeningen. Uitgangspunt is steeds dat bij de proef juist opdrijven wordt bereikt ( $n=1$ );
- in paragraaf 4.4 worden de geohydrologische analyses gepresenteerd. Op grond van deze analyses en de in paragraaf 4.2 vastgestelde benodigde opdrukpotentiaal is het infiltratiesysteem gedimensioneerd;
- In paragraaf 4.5 wordt het monitoringsprogramma besproken, met daarin o.a. de keuze van meetpunten ten behoeve van de sturing en bewaking van de proef;
- Paragraaf 4.6 is gewijd aan de inrichting van het proefvak en aan de voorbereidingen voor de uitvoering van de praktijkproef.

De uitwerking van elke paragraaf wordt zoveel mogelijk gekoppeld aan de relevante modellen.

## **4.2 Ondergrondmodel**

### **4.2.1 Terrein- en laboratoriumonderzoek**

In de afgelopen decennia is, verdeeld over een drietal periodes, een grote hoeveelheid gegevens verzameld over de bodemgesteldheid op de proeflocatie:

- Van 1962 t/m 1970 onderzoek in verband met de versterking van de oude dijk;
- Van 1995 t/m 1998 onderzoek in verband met de aanleg van de nieuwe dijk;
- In 2000 en 2001 aanvullend onderzoek in verband met de proef.

In totaal zijn op en nabij de proeflocatie ruim 40 sonderingen en 25 boringen uitgevoerd. Op materiaal uit de proeflocatie zijn verder 70 triaxiaalproeven, 11 simple shear tests en 10 direct shear tests en diverse celproeven uitgevoerd.

Het uitgevoerde grondonderzoek is samengevat weergegeven in een paneeldiagram dat is opgenomen in [GeoDelft, 2001].

### **4.2.2 Bodemschematisatie**

Op verschillende momenten zijn er op basis van de dan beschikbare gegevens geotechnische lengte- en dwarsprofielen opgesteld. Dit betreft:

- 1995: Geotechnisch lengteprofiel voor de gehele Lekdijk, ten behoeve van de dijkversterking;
- 2000: Geotechnische dwars- en lengteprofielen proefvak [Vink, 2000], t.b.v. voorontwerp proef;
- april 2001: Geotechnisch dwarsprofielen proefvak [Kruse, 2001a], t.b.v. definitief ontwerp;
- oktober 2001: Geotechnische dwarsprofielen oost- en westraai [Kruse, 2001b], t.b.v. doorstart.

Vanaf het voorontwerp [GeoDelft, 2001] was er nauwelijks meer sprake van een significante toename van de basisinformatie. De verschillen in interpretatie zijn vooral toe te kennen aan een steeds gedetailleerdere analyse van de beschikbare informatie. Een opvallende trend was dat bij elke vervolganalyse telkens een grotere weerstand tegen opdrijven aan het achterland werd toegekend. Vermoedelijk is in eerste instantie nog te veel vanuit een conservatieve toetsings- of ontwerptiek geïnterpreteerd.

*In april 2001 is geconstateerd dat de verschillende geotechnische dwars- en lengteprofielen niet goed op elkaar aansloten. Daarop is besloten tot een herinterpretatie van alle beschikbare informatie, teneinde te komen tot een dwarsprofiel dat als representatief kon worden beschouwd voor het gehele proefvak. Een belangrijke uitkomst van deze herinterpretatie was dat een diep in het Holoceen gelegen voormalige geul, waarin de invloed van het getij duidelijk waarneembaar was, in het proefvak zowel evenwijdig aan de dijk zou kunnen liggen als enigszins schuin daarop. Bij gebrek aan nadere informatie hierover is uitgegaan van een parallelle ligging van deze geul.*

In oktober 2001 is het beschikbare grondonderzoek, aangevuld met de resultaten van de monitoring van de proef in september, opnieuw geïnterpreteerd. Hierbij speelde het feit dat de dijk niet was bezweken op de achtergrond achteraf gezien onbewust mee. De waterspanningsmetingen diep in het Holoceen gaven een nadere indicatie over het verloop van de geul: deze leek in het proefvak enigszins van de dijk af te buigen. Daarop zijn twee verschillende representatieve raaien gemaakt: één voor de oostzijde, waar de geul vrij dicht bij de dijk ligt, en één voor de westzijde, waar de geul wat verder weg ligt. In de schematisatie van deze oost- en westraaien is toen ook de uit de boringen en sonderingen beschikbare informatie verwerkt dat de oostzijde van het proefvak wat kleiiger is dan de westraai, die meer humeus van samenstelling is. Dit komt tot uiting in zowel de volumegewichten (de oostraai is zwaarder) als in de sterkteparameters (de oostraai is bovendien wat sterker).

De schematisatie van de bodem dient o.a. als uitgangspunt voor de geohydrologische analyse. Andersom zijn de resultaten van geohydrologische testproeven ook bruikbaar om de schematisatie te verifiëren:

- Uit de testproef van 20 februari 2001 kon worden afgeleid dat het basisveen een grotendeels afsluitende laag vormt tussen de tussenzandlaag en de Pleistocene zandlaag. Om die reden is tijdens de ontwerpfase uitgegaan van opdrijven vanuit het Pleistoceen.
- Naar aanleiding van de oprijfproef in september 2001 is voor het proefvak onderscheid gemaakt in twee representatieve raaien, omdat op basis van de respons van verschillende waterspanningsmeters een betere indicatie kon worden verkregen over het verloop van een geul in de ondergrond.

#### *Beschrijving van de bodemopbouw*

De bovenkant van de Pleistocene zandlaag bevindt zich op een diepte van bijna 13 meter beneden het oorspronkelijke maaiveld, dat ongeveer op NAP-niveau ligt. Boven deze zandlaag ligt ter plaatse van het proefvak een basisveenlaag van ruim een halve meter dikte. Daarboven ligt in een gedeelte van het proefvak een geulopvulling van kleiig zand van ongeveer twee meter dikte. Deze geul loopt dwars door het afgegraven gedeelte van het proefvak; aan de oostzijde tot vlak bij de binnenteen van de oude dijk, aan de westzijde ligt de rand van deze geul op circa 20 meter afstand van deze dijk. Op ruim honderd meter van het proefvak, aan de westzijde ervan en bovendien vrij dicht achter de dijk, maakt deze geul contact met de Pleistocene zandlaag. Hierdoor reageren de waterspanningen in deze geul vrij sterk op de rivierwaterstand, die onderhevig is aan de invloed van het getij. Naast de geul bevindt zich een kleipakket. Vanaf een diepte van bijna 10 meter naar boven toe zijn achtereenvolgens een kleipakket van ruim vier meter dikte, een veenlaag van bijna vier meter dikte en een topkleilaag van ongeveer anderhalve meter dikte aangetroffen. Ter plaatse van het proefvak is deze toplaag in het kader van de proef afgegraven. Voor de veenlaag daaronder geldt dat deze aan de oostzijde aanmerkelijk meer klei bevat dan aan de westzijde.

Het dijklichaam is opgebouwd uit een oorspronkelijke kleikern, aangevuld met zand. De grens tussen de klei en het zand ligt ongeveer op NAP + 2,5 m. Deze grens is ook ongeveer het freatisch vlak in het dijklichaam. Boven de kleilaag worden verschillende lagen van zand, puin, grind en asfalt aangetroffen. Vermoed wordt dat er onder de asfaltlaag hier en daar holle ruimten bevinden. Het dijksmateriaal is tot NAP – 5 m in de ondergrond terug te vinden, waarschijnlijk als gevolg van het samendrukken van de veenlaag onder de dijk.

De bodemschematisatie is uiteindelijk gepresenteerd als twee geotechnische dwarsprofielen, het profiel van de westraai is weergegeven in bijlage 4.2, het profiel van de oostraai is weergegeven in bijlage 4.4. De westraai wordt representatief geacht voor het westelijke deel van het proefvak en de oostraai voor het oostelijke deel.

### 4.2.3 Grondeigenschappen

Tabel 4.1 geeft een overzicht van de grondeigenschappen, die met de in §4.2.2 gepresenteerde bodemschematisatie zijn gebruikt voor de ontwerp- en predictieberekeningen.

Hierbij zijn nog de volgende kanttekeningen te maken:

- Er is in het bijzonder gekeken naar het gedrag van veen, hiervoor is een aantal extra triaxiaalproeven bij lage spanningen uitgevoerd en een aantal proeven om de tijdsafhankelijkheid van het bezwijkgedrag nauwkeuriger te bepalen [GeoDelft, 2002a]
- Voor enkele lagen is geen lokale informatie verzameld, en zijn de eigenschappen, zoals in de tabel vermeld, bepaald aan de hand van informatie van elders.
- De onzekerheden in de volumegewichten van de verschillende lagen en de onzekerheid met betrekking tot de diktes van deze lagen waren van groot belang voor het ontwerp van het infiltratiesysteem. Immers ook bij tegenvallend gewicht moest het infiltratiesysteem zodanig zijn gedimensioneerd dat opdrijven kon worden bereikt. Hierop is dieper ingegaan in [GeoDelft, 2001a].

Tabel 4.1: Grondeigenschappen (verwachtingswaarden)

grondsoort (gehanteerde afkortingen)	Gewicht (kN/m <sup>3</sup> )	sterkteparameters		gebaseerd op*
		c (kPa)	φ (°)	
Dijksmateriaal kleiïg (OB, K)	18,8	9,9	33,3	2
	17,7	7	33,3	8
Dijksmateriaal zandig (OA, Z)	17,8	2,0	26,4	6
Hollandveen onder dijk (HVO, Vk1)	10,1	29,9	40,7	1
	10,1	9,2	63,6	7
Zandige kleilaag van Gorkum (GKZO)	17,2	10,0	22,8	5
Klei van Gorkum zwaar, onder dijk (GZWO)	17,2	3,2	39,0	1
Basisveen onder dijk (BVO, V)	10,5	8,8	39,0	6
Basisveen naast dijk (BVN, V)	10,5	5,3	27,7	6
Pleistoceen zand (KZ, Z)	20,0	1,3	30,0	5
Geulopvulling: kleiïg zand (GZAN, Zk)	19,0	2,7	30,0	9
Rand geulopvulling: zandige klei (GZTN, Kz)	17,5	9,9	33,3	9
Klei van Gorkum licht: lichte venige klei (GLN, Kh2)	12,0	8,5	25,0	4
	13,0	8,5	25,0	3
Klei van Gorkum zwaar naast dijk (GZWN)	15,0	3,8	38,3	5
Venige klei (Kh)	13,5	13,1	24,0	1
Matig lichte, venige klei (Kh1 – westraai)	15,0	10,0	25,0	9
Licht kleiïg veen (Kh1 – oostraai)	12,0	13,1	24,0	1
Hollandveen onder dijkstalud (HVT)	10,1	13,1	24,0	2
Hollandveen naast dijk (HVN, Vk1)	10,1	2,5	39,8	2
	10,0	2,5	39,8	1
Klei van Tiel: topkleilaag (TN)	15,0	9,9	33,3	9
Klei nieuwe dijk (OB)	18,0	2,5	23,9	9
Zand nieuwe dijk (OA)	17,0	0	30	9
Cunetzand (CZ)	19,0	0	30	9
Stortsteen (ST)	19,0	0	30	9

\* de gehanteerde parameters zijn gebaseerd op:

- 1) boringen en lokale triaxiaalproeven, 5%
- 2) boringen en lokale triaxiaalproeven, 5% rekgrens (alleen gehanteerd voor ontwerp en predictie)
- 3) boringen en lokale triaxiaalproeven, 2% rekgrens
- 4) boringen en lokale triaxiaalproeven, 2% rekgrens (alleen gehanteerd voor ontwerp en predictie)
- 5) boringen en celproeven in TAW-proefvak (1400 meter stroomopwaarts)
- 6) regionale celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard
- 7) boringen en lokale triaxiaalproeven, bezwijkwaarde (gehanteerd in de analyse na afloop)
- 8) lokale triaxiaalproeven, 5% rekgrens en rekening houdend met dijksopbouw met zandlaagjes (gehanteerd voor de doorstart en de analyse na afloop)
- 9) overig (tabel 1 uit NEN 6740 of elders/eerder door GeoDelft gehanteerde waarden)

### 4.3 Ontwerp- en predictieberekeningen

#### 4.3.1 Algemeen

Ter ondersteuning van het ontwerp van de macrostabiliteitsproef en voor de predictie van het gedrag van de dijk tijdens de verschillende proeffasen zijn diverse berekeningen gemaakt:

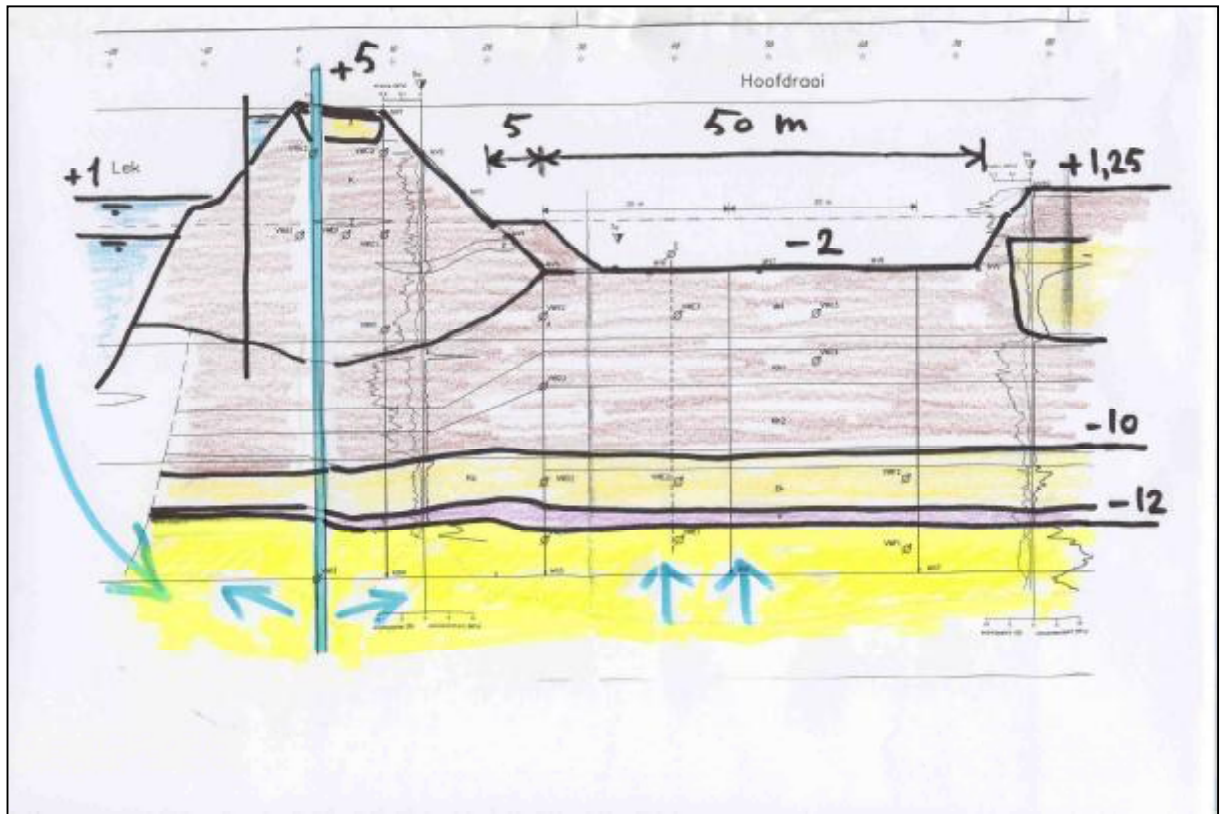
- Bepaling van de benodigde opdrijfpotentiaal. Oorspronkelijk een 1D-gewichtsberekening, vervolgens geavanceerd met Plaxis, inclusief spanningsverspreiding.
- Berekening van de macrostabiliteit met behulp van MStab (methoden Bishop en Van). Oriënterende berekeningen naar de vervormingen en macro-stabiliteit met Plaxis.
- Expert-schattingen van bijkomende effecten, o.a. 3-dimensionale effecten, tijdseffecten, heterogeniteitseffecten.

Een en ander heeft uiteindelijk geleid tot het definitief ontwerp van de proef (zie figuur 4.2), en de predicties die aan het einde van deze paragraaf beschreven zijn.

#### *Ontwerpbeslissingen voor september- en novemberproef*

Het definitief ontwerp wordt eenvoudigheidshalve als uitgangspunt genomen voor deze paragraaf. In werkelijkheid is het ontwerp verschillende malen aangepast, naar aanleiding van o.a. berekeningsresultaten, de geohydrologische analyse en de consequenties voor het instrumenteren van de proef. Ontwerpbeslissingen die genomen moesten worden betroffen onder meer de grootte van een eventuele ontgraving van het achterland, de locaties van de infiltratieputten waarmee de waterdruk in de Pleistocene zandlaag moest worden verhoogd, de mate waarin de freatische lijn in de dijk moest (en kon) worden verhoogd, de grootte van een eventuele bovenbelasting op de kruin van de dijk en het al dan niet versteilen van het binnentalud. Hierbij stond de vraag centraal hoe het gewenste bezwijkmechanisme opgewekt kon worden zonder dat andere mechanismen zouden optreden, zoals opbarsten, buitenwaarts bezwijken, bezwijken van de nieuwe dijk of ondiep afschuiven.





Figuur 4.2: Definitief ontwerp van de proef, doorstart november (dwarsdoorsnede)

Voor het definitief ontwerp van de septemberproef is besloten om:

- het achterland over een lengte van 70 meter (in langsrichting van de dijk) tot aan de buitenberm van de nieuwe dijk met 2 meter te ontgraven, nodig om het gewenste opdrijven te kunnen initiëren;
- het binnentalud niet te versteilen, aangezien dit vooral een ondiepe afschuiving zou vergemakkelijken;
- nabij de binnenteen het achterland over een afstand van 5 meter niet te ontgraven, maar daar in feite een berm met een hoogte van 2 meter te creëren;
- vier infiltratieputten op de kruin van de dijk te plaatsen; geohydrologische berekeningen en een pompproef in februari 2001 hadden aangetoond dat er dan geen problemen met achterloopsheid te verwachten waren bij een voldoende verhoging van de potentiaal onder het achterland;
- aan de buitenzijde van de dijk over een lengte van 50 meter een ondiepe damwandkuip aan te brengen van waaruit de freatische lijn in de dijk kon worden verhoogd;
- gedurende de proef in drie stappen een bovenbelasting aan te brengen ter grootte van maximaal 8 maal de normale verkeersbelasting.

Voor de doorstart in november zijn de belangrijkste aanpassingen geweest: uitbreiden van het aantal infiltratieputten tot 9 stuks;

- tijdig vullen van de damwandkuip, om een maximale verzadiging van het binnentalud te bewerkstelligen;
- achterwege laten van de bovenbelasting, om de kans op een lokale afschuiving te beperken;
- avegaren om de 3D-effecten ter plaatse van de actieve zone te beperken.

#### 4.3.2 Benodigde oprijfpotentiaal

Bij het ontwerp van de proef is er naar gestreefd om ter plaatse van het achterland nèt een oprijfsituatie te bereiken. Bij de proef zou de waterdruk aan de onderzijde van het Holocene pakket daarom door middel van infiltratie in de Pleistocene zandlaag dus juist evenwicht moeten maken met het gewicht van de bovenliggende lagen, ofwel een opdrukveiligheid  $n = 1,0$ . Hierop zijn de volgende factoren van invloed:

- het gewicht van het opdrijvend pakket, met name bepaald door het te beschouwen grensvlak (hier: overgang Pleistoceen/Holoceen), de laagdikten en volumegewichten per laag (zie §4.2);
- de geometrie, met name de mate waarin het achterland wordt ontgraven (zie verderop in deze paragraaf);
- de effectiviteit van het infiltratie-systeem, in samenhang met de mate waarin de rivierwaterstand de waterdruk in de Pleistocene zandlaag beïnvloedt (zie §4.4).

Vrijwel al deze factoren zijn gedurende het ontwerpproces meermalen gewijzigd, hetgeen uiteraard zijn weerslag had op het ontwerp. Zoals in de vorige paragraaf al is aangegeven is het grondmodel een aantal keren aangepast, evenals de inschatting van de volumegewichten per grondlaag. Over het algemeen nam door deze aanpassingen de benodigde oprijfpotentiaal telkens toe.

Tabel 4.2 Opdrukveiligheid en benodigde stijghoogteverhoging in het Pleistoceen voor verschillende situaties.

Ontwerpfase	Ontgraving (m)	Opdrukveiligheid tijdens vloed (NAP +1,50m)			benodigde stijghoogteverhoging (in m t.o.v NAP +1,50m) voor opdrijven		
		ondergr.	Verw.	bovengr.	ondergr.	verw.	bovengr.
Voorontwerp Ogm Vink	0		1,17			2,2	
	1		1,08			1,0	
	2	0,96	0,99	1,04	-0,6	-0,1	0,5
Def. ontwerp Ogm Kruse1	0		1,28			3,7	
	2	1,08	1,10	1,13	1,0	1,3	1,8
Doorstart Ogm Kruse2	2 (oosraai)	1,14	1,19	1,23	1,9	2,5	3,0
	2 (westraai)	1,10	1,14	1,18	1,3	1,9	2,4

Ogm = ondergrondmodel

uitgangspunten:  
opdrijven t.o.v. grensvlak Pleistoceen/Holoceen, 1D benadering  
bepaald voor het achterland in het ontgraven proefvak, ca. 10 à 20 m achter de binnenteen

ondergrens en bovengrens gebaseerd op 5% onder- en overschrijdingskans van de volumegewichten

In tabel 4.2 is voor de drie fasen waarin het ontwerp van de proef tot stand is gekomen (voorontwerp, definitief ontwerp en doorstart) voor een aantal voor die fase kenmerkende situaties weergegeven wat –volgens de inzichten op dat moment– de minimale opdrukveiligheid was voor de situatie met een betrekkelijk hoge rivierwaterstand van NAP +1,50m en de benodigde stijghoogteverhoging om op enig punt onder het achterland (doorgaans op 10 à 20 meter achter de binnenteen) opdrijven van het gehele Holocene pakket te realiseren. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen verwachtings-, bovengrens- en ondergrenswaarden voor de volumegewichten van de verschillende lagen. Uit deze tabel blijkt duidelijk de toename van de opdrukveiligheid voor eenzelfde situatie in de loop van de tijd. Verder blijkt ook waarom eerst aan niet meer dan een beperkte ontgraving van het achterland werd gedacht: het risico van vroegtijdig opdrijven bij een ontgraving van 2 meter, zoals uiteindelijk gerealiseerd is, leek



aanvankelijk te groot. Bij het definitief ontwerp daarentegen bleek een ontgraving noodzakelijk te zijn, temeer omdat er niet zonder meer kon worden uitgegaan van het optreden van een dergelijk hoge rivierwaterstand.

#### *Keuze grensvlak opdrijven*

Voor de bepaling van de opdrijfpotentialiteit is het verder van belang dat de kleiige zandlaag onderin het Holocene pakket, die in het grootste deel van het achterland aanwezig is, in contact staat met de rivier. Deze laag maakt op 100 à 200 meter stroomafwaarts van het proefvak dicht achter de dijk contact met de Pleistocene zandlaag. Voor de opdrukveiligheid ten gevolge van alleen een hoge rivierwaterstand is deze laag maatgevend. Aanvankelijk was onzeker in hoeverre deze laag ter plaatse van het proefvak in contact stond met de Pleistocene zandlaag. Uit de resultaten van de infiltratieproef in februari 2001 (par. 4.4) kon worden geconcludeerd dat het basisveen een grotendeels afsluitende laag vormt tussen de tussenzandlaag en de Pleistocene zandlaag, zodat voor de stijghoogte in de Holocene zandlaag geen rekening meer hoefde te worden gehouden met de invloed van infiltratie in het Pleistoceen.

### **4.3.3 Stabiliteitsberekeningen met MStab (methoden Bishop en Van)**

In alle fasen van het ontwerp is met MStab, met de methoden Bishop en Van, een groot aantal stabiliteitsberekeningen (ruim 300) uitgevoerd ter ondersteuning van ingrijpende ontwerpbeslissingen en het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses voor de meest relevante parameters.

Bij de stabiliteitsberekeningen is steeds rekening gehouden met (combinaties van):

- ondiepe glijcirkels (Bishop);
- diepere glijcirkels (Bishop);
- diepe glijcirkels in combinatie met opdrijven (Van).

#### *Verkennde berekeningen*

Tijdens het voorontwerp (eerste kwartaal 2001) werd nog rekening gehouden met een macrostabiliteitsproef waarbij opdrijven eventueel geen rol zou spelen en waarbij bezwijken zou plaatsvinden ten gevolge van een grote bovenbelasting op de dijk, eventueel in combinatie met een versteild binnentalud. De berekeningen waren met name gericht op het bepalen van de orde van grootte van de eventueel benodigde bovenbelasting, het al dan niet versteilen van het binnentalud en de mate waarin het achterland eventueel ontgraven zou kunnen (of moeten) worden. [GeoDelft, 2001].

Met de methode Bishop is vooral gekeken naar de grootte van de eventuele afschuiving, al dan niet in combinatie met opdrijven. Uit de analyses volgde dat zonder verhoging van de stijghoogte in de Pleistocene zandlaag slechts betrekkelijk kleine, oppervlakkige afschuivingen te verwachten zouden zijn in combinatie met onrealistisch hoge kruinbelastingen.

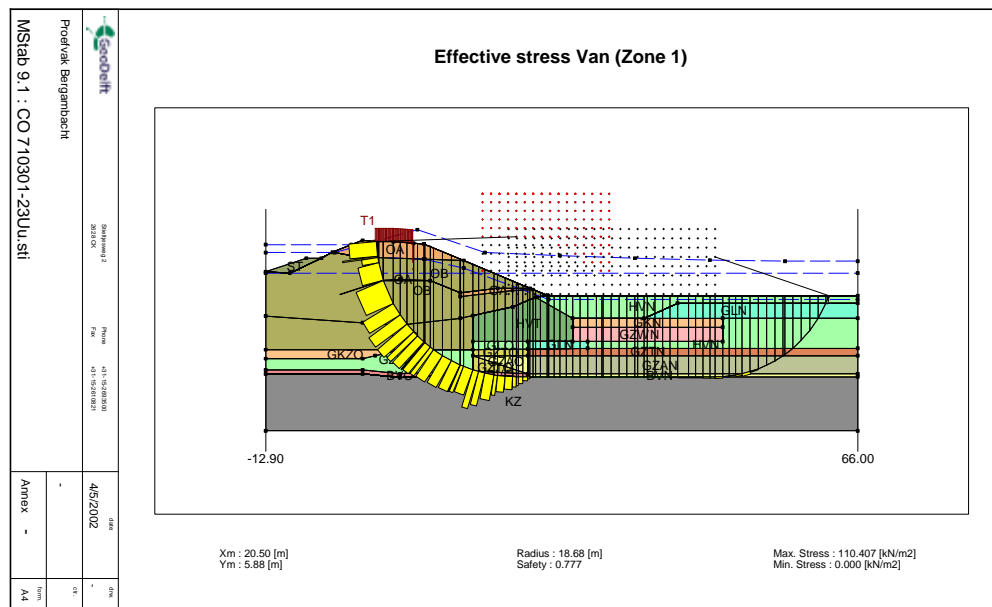
Bij infiltratie in de Pleistocene zandlaag zou een diep glijvlak (uiteraard) wel waarschijnlijk zijn. Met de methode Van is geconstateerd dat de lengte van het horizontale gedeelte betrekkelijk klein zou zijn en dat de berekeningsresultaten nagenoeg overeenkomen met die van de methode Bishop. Verder is geconstateerd dat bezwijken door opdrijven niet alleen zou kunnen optreden langs de bovenkant van de Pleistocene zandlaag, maar ongeveer net zo gemakkelijk ook langs de bovenzijde van de getijvoerende tussenzandlaag onderin het Holocene pakket.

#### *Berekeningen t.b.v. septemberproef*

Bij het definitief ontwerp, dat op 15 mei 2001 in grote lijnen gereed was, is vrijwel direct besloten om uit te gaan van een proef waarbij [zie ook GeoDelft 2001a]:  
opdrijven nagestreefd zou worden;  
het binnentalud niet versteild zou worden;

Bij de berekeningen voor het definitief ontwerp is bij de methode Van opnieuw onderscheid gemaakt tussen opdrijven vanuit de bovenkant van de Pleistocene zandlaag en vanuit de tussenzandlaag. Bij een relatief hoge rivierwaterstand na afgraven van het achterland (met 2 meter) zou bezwijken langs de bovenkant van de tussenzandlaag maatgevend zijn, terwijl bezwijken langs de bovenkant van de Pleistocene zandlaag tijdens de eigenlijke proef maatgevend zou zijn. Bij de methode Bishop is nadrukkelijker dan voorheen onderscheid gemaakt tussen ondiep en diep bezwijken. Diep bezwijken bleek daarbij telkens maatgevend, waarbij de verschillen met ondiep bezwijken en bezwijken volgens het opdrijfmechanisme telkens erg klein bleken te zijn.

In deze fase waren de berekeningen vooral gericht op de mate waarin het achterland zou moeten worden afgegraven en de hoeveelheid bovenbelasting welke gefaseerd, tussen een aantal opeenvolgende hoogwaters in, aangebracht zou moeten worden. Figuur 4.3 toont het maatgevende bezwijkvlak voor de laatste fase [GeoDelft, 2001a].



Figuur 4.3: Maatgevend glijvlak in MStab-analyse in laatste proeffase volgens definitief ontwerp (septemberproef, nog zonder berm).  $SF = 0,777/1,05 = 0,74$ .

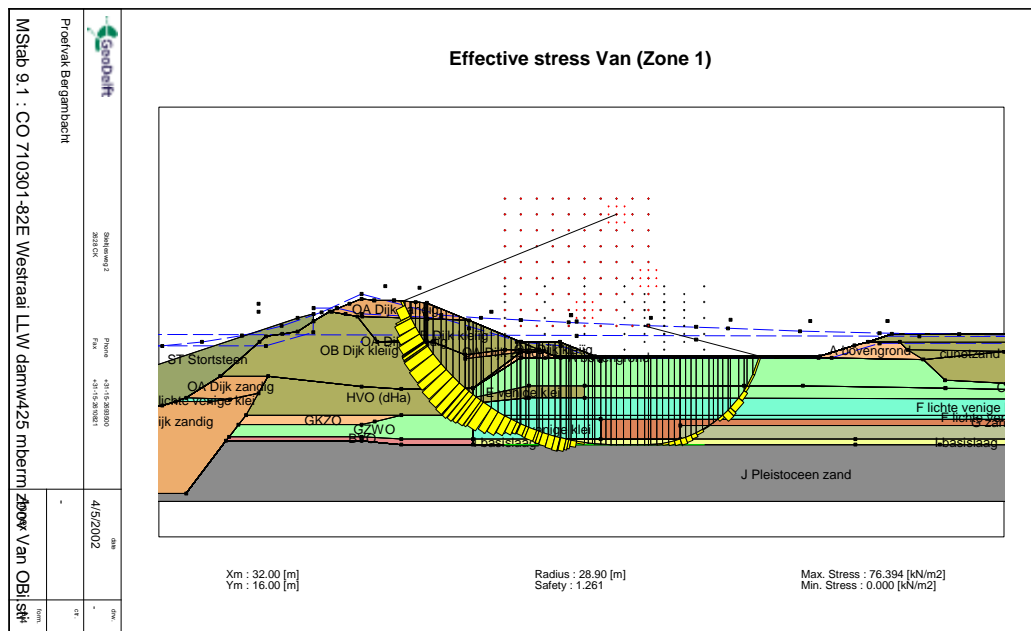
#### *Invloed van de berm*

In eerste instantie (tot mei 2001) waren de berekeningen meer gericht op de mate waarin het achterland zou moeten worden afgegraven en de hoeveelheid bovenbelasting welke gefaseerd, tussen een aantal opeenvolgende hoogwaters in, aangebracht zou moeten worden. Aanvankelijk zou het ontwerp worden uitgevoerd zonder een berm onderaan het binnentalud. Begin augustus 2001, toen scheuren ontstonden in de kruin van de dijk nadat het achterland over een lengte van circa 20 meter in lengterichting van de dijk geheel ontgraven was, is besloten om een berm met een lengte van circa 5 meter aan te brengen c.q. het achterland nabij de oorspronkelijke teen van de dijk niet te ontgraven. Volgens de uitgevoerde analyses neemt de stabiliteitsfactor voor ondiepe afschuivingen hierdoor met circa 30% toe, terwijl de stabiliteitsfactor voor de gewenste diepe afschuivingen met slechts zo'n 10% toeneemt.

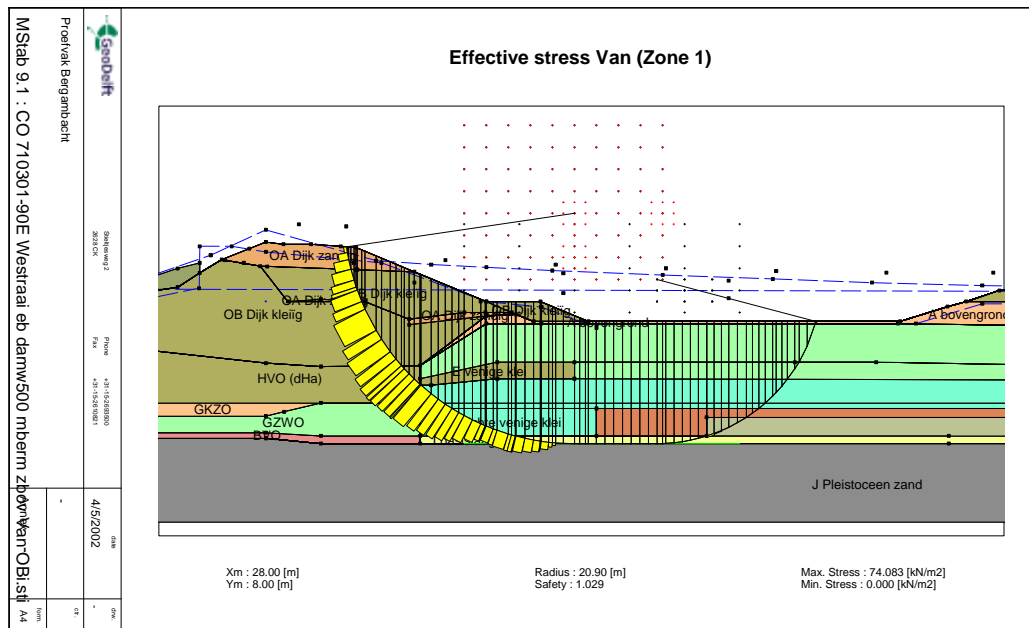
*Berekeningen t.b.v. novemberproef (doorstart)*

Ten behoeve van de doorstart zijn meerdere alternatieven onderzocht, waarbij onder meer is gekeken naar het gewenste waterniveau in de damwandkuip, de noodzaak om eventueel toch bovenbelasting aan te brengen en de wijze van schematiseren van het waterspanningsverloop in de ondergrond. Voor het gekozen alternatief zijn in figuren 4.4 en 4.5 de maatgevende glijvlakken getoond, in het eerste geval voor een waterspanningsschematisatie kort na begin infiltreren, in het tweede geval met volledig aangepaste waterspanningen in de ondergrond. De bijbehorende stabiliteitsfactoren zijn 1,2 en 1,0. Met een 3D-factor van 1,1 komt dit op resp. 1,3 en 1,1.

Uiteindelijk is uitgegaan van een verwachtingswaarde van de stabiliteitsfactor van 1,25, met daarbij het vertrouwen dat in september een duidelijke vervormingssnelheid geconstateerd is gedurende een korte tijd. Bij een langere proefduur, met maatregelen om de bedrijfszekerheid van de pompen te vergroten (voorgezuiverd water en verdubbelde pompcapaciteit) en om de 3D-invloed te reduceren, zou bezwijken, gedefinieerd als een minimale horizontale vervorming onder de binnenteen van de dijk van 20 cm of een kruindaling van eveneens minimaal 20 cm, naar verwachting zeker optreden. Daarbij speelde de ingeschatte onzekerheidsmarge voor de stabiliteitsfactoren ook een duidelijke rol; als ondergrens circa 0,9 en als bovengrens circa 1,6.



Figuur 4.4: Maatgevend glijvlak in MStab-analyse voor novemberproef met nog niet aangepaste waterspanningen onderin Holoceen.  $SF = 1,261/1,05 = 1,2$ .



Figuur 4.5: Maatgevend glijvlak in MStab-analyse voor novemberproef met aangepaste waterspanningen onderin Holocene.  $SF = 1,029/1,05 = 1,0$ .

*Overzicht berekeningsresultaten*

In tabel 4.3 zijn de met MStab berekende stabiliteitsfactoren voor de meest relevante proef-situaties weergegeven.

Tabel 4.3 Overzicht MStab-stabiliteitsfactoren bij opdrijven (n=1)

Situatie	Verwachtings- waarde stabiliteitsfactor (SF)	Verwachte SF inclusief 3D-invloed (kopse kanten glijvlak)	Verwachte SF inclusief 3D-invloed èn tijdsafhankelijke effecten
Ontwerp mei - 1e vloed (alleen pompen) - 2e vloed (pompen en betonblokken) - 3e vloed (pompen, betonblokken en volle damwandkuip)	0,89*) 0,84 0,74		
Predictie septemberproef - 1e vloed - 2e vloed - 3e vloed		< 1,2 < 1,1 ≈ 1,0	
Predictie novemberproef - postdictie 17/9 - pompen inregelen, damwand vol - waterdruk als 17/9 - maximale druk	1,2 1,3 1,2 1,15	1,2**) 1,45 1,3 1,25	1,4 1,6 1,3 <b>1,25</b>

\*) Bezwijkten volgens methode Bishop maatgevend

\*\*\*) Achteraf gezien waarschijnlijk geen 3D-invloed

Behalve \*) alle resultaten inclusief modelfactor 1,05 (MStab, methode Van)

In de oorspronkelijke opzet bestond de proef in september uit drie fasen, waarbij telkens tijdens hoogwater gedurende enkele uren rivierwater zou worden geïnfilteerd en de belasting op de dijk stapsgewijs verhoogd zou worden. Na verkennende berekeningen met onder- en bovengrensschattingen van de diverse parameters is besloten om het ontwerp en de predicties alleen op verwachtingswaarden te baseren. Pas in een later stadium, bij de analyse (hoofdstuk 6), zal nader worden ingegaan op de onzekerheidsmarges in de berekeningen. Gedurende de proef is er een verschuiving van bezwijken volgens Bishop naar bezwijken volgens het oprijfmodel van Van.

Bij tabel 4.3 zijn de volgende opmerkingen te maken:

- Bij de uitgevoerde gevoeligheidsanalyses kwam naar voren dat het rekenen met onder- en bovengrenswaarden in plaats van met verwachtingswaarden tot aanzienlijk lagere respectievelijk hogere stabiliteitsfactoren leidt. Deze konden worden gerelativeerd door enkele situaties uit het verleden (hoogwaters van 1995 en 2000) waarvan immers bekend is dat de dijk die doorstaan heeft, door te rekenen. Verder zijn in samenhang met het monitoringsplan (zie par. 4.5) ook de stabiliteit van de nieuwe dijk en van het buitentalud van de oude dijk geanalyseerd.
- Ten opzichte van de septemberproef is bij de doorstart als uitgangspunt aangehouden dat het binnentalud volledig is verzadigd. Hiertoe is de damwandkuip enkele weken van te voren vol water gezet. Voorts worden de oprijfcondities gedurende langere tijd opgelegd (orde 4 dagen). Tenslotte is afgezien van een bovenbelasting.

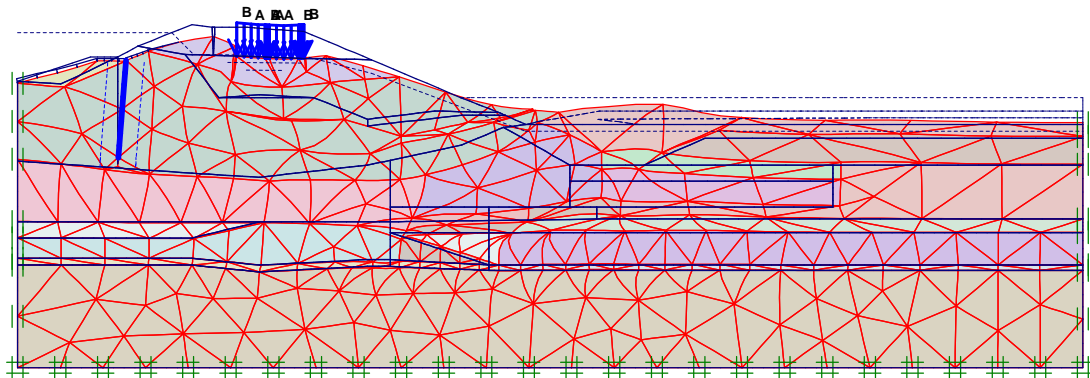
#### **4.3.4 Oriënterende vervormings- en stabiliteitsberekeningen met Plaxis**

##### *Vervormingsproef september*

Ten behoeve van het ontwerp van de vervormingsproef zijn ook predicties uitgevoerd met het tweedimensionale eindige-elementenmodel Plaxis [Fugro, 2001]:

- De Plaxis berekeningen zijn uitgevoerd op basis van verwachtingswaarden, bij hetzelfde ondergrondmodel dat is gebruikt voor het definitief ontwerp [Kruse, 2001a], maar in eerste instantie nog zonder binnenberm.
- Allereerst is het model gebruikt voor een predictie van het verloop van de benodigde potentiaal in het Pleistocene zand en de getijvoerende Holocene zandlaag, waarbij juist opdrijven van de deklaag optreedt (opdrukveiligheid  $n=1,0$ ).
- Vervolgens is Plaxis toegepast voor het verkrijgen van een predictie van zowel de stabiliteit als de vervormingen.

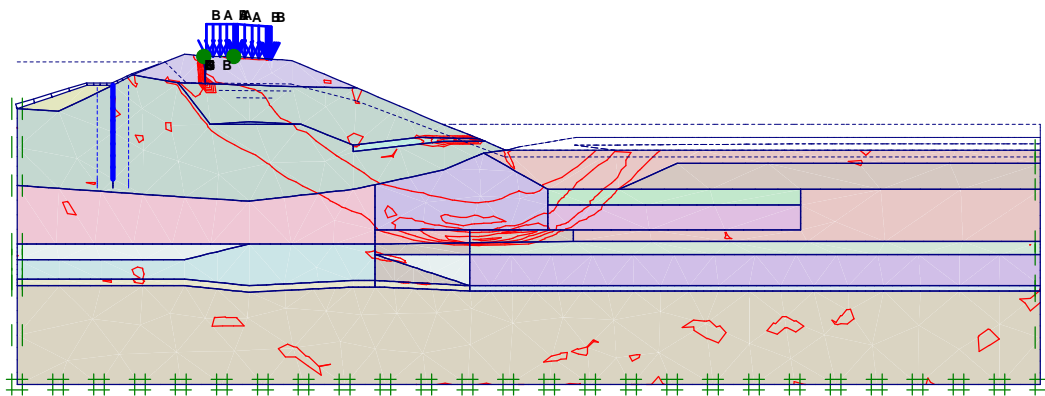
Voor achtergronden bij de Plaxis-berekeningen wordt verwezen naar bijlage 4.1.



Figuur 4.6: Vervormingen in Plaxis-analyse (septemberproef, exclusief berm)

In de berekeningen worden vervormingen gevonden die qua orde van grootte variëren van een tiende meter tot enkele meters. Deze waarden moeten slechts worden gezien als een globale indicatie. Dit komt vooral door het gebruik van een relatief simpel spannings-rekmodel en door het willekeurige karakter van vervormingen in bezwijksituaties (zie figuur 4.6).

Het maatgevende glijvlak dat met Plaxis wordt gevonden is in elke fase hetzelfde. Het start bij de kunstmatig aangebrachte kerf in de buitenkruin, loopt vervolgens via de bovenkant van de getijvoerende laag en treedt uit in het achterland op 10 à 15 m van de teen (zie figuur 4.7). Anders dan met MStab wordt dus nooit een maatgevend glijvlak langs de bovenkant van de Pleistocene zandlaag gevonden.



Figuur 4.7: maatgevend glijvlak in Plaxis-analyse (septemberproef, exclusief berm)

Voor elke fase is een stabiliteitsfactor berekend zoals weergegeven in tabel 4.4. In verband met numerieke problemen zijn deze factoren in eerste instantie nog uitgerekend met een relatief grote globale tolerantiefactor van 25%. Hierdoor zijn waarschijnlijk te hoge stabiliteitsfactoren gevonden. Daarnaast is nog een extra reductie van 1,05 nodig omdat ter voorkoming van numerieke instabiliteit is gerekend met een gereduceerde stijghoogte in de Pleistocene zandlaag.

Vanwege de numerieke problemen zijn de Plaxis-resultaten in deze fase als ondergeschikt beschouwd ten opzichte van de MStab-berekeningen.

Tabel 4.4: Stabiliteitsfactoren (SF) Plaxis-analyse (septemberproef)

fase	SF
Initiële situatie	1,88
1 Verkeersbelasting van 13 kN/m <sup>2</sup> over 2,5 m, achterland 2 m afgegraven, hoogwater	1,23
2 Bovenbelasting van 25 kN/m <sup>2</sup> over 5 m, achter-land 2 m afgegraven, hoogwater, pompen aan	1,18
3 Bovenbelasting van 50 kN/m <sup>2</sup> over 5 m, achter-land 2 m afgegraven, hoogwater, pompen aan	1,09
exclusief reductie voor: te hoge globale tolerantiefactor (25%) toegepaste gereduceerde stijghoogte in Pleistocene zandlaag (ca. 1,05) 3D en tijds-effecten toepassen binnenberm	

#### *Doorstart novemberproef*

Voorname numerieke problemen zijn na september ten dele opgelost (zie bijlage 4.5 'Plaxis'). Ten behoeve van de proef in november is Plaxis gebruikt om te voorspellen welke invloed verschillende ingrijpende ontwerpbeslissingen hebben op de kans op een afschuiving [Fugro, 2001b]. Vooralsnog is het ondergrondmodel nog niet gecorrigeerd en wordt nog steeds uitgegaan van [Kruse, 2001a]; dit zou moeten leiden tot een geringe onderschatting van de stabiliteit (vergelijk met de MStab-berekeningen, §4.3.3).

Tabel 4.5 geeft de Plaxis-resultaten voor vier uitvoeringsalternatieven. Vervolgens zijn deze waarden gecorrigeerd met geschatte factoren voor respectievelijk 3D-effecten (zie §4.3.6) en tijdseffecten (zie §4.3.7).

Te zien is dat alle vier onderzochte alternatieven leiden tot een lagere stabiliteit dan tijdens de in september uitgevoerde proef. In alternatief 1 wordt dit veroorzaakt door het feit dat het infiltratiedebiet hoger is en doordat er bentonietschermen zijn aangebracht die de meewerkende breedte bij afschuiving verkleinen. In de alternatieven 2 en 3 wordt er van uitgegaan dat er een sleuf wordt gegraven achter de dijk die gedeeltelijk wordt leeggepompt. De stabiliteit neemt hierdoor nog meer af omdat een ondiep glijvlak nu maatgevend wordt. Echter, de kans op opbarsten van zo'n sleuf is echter aanzienlijk. Alternatief 4 toont aan dat de stabiliteit in zo'n situatie hoger is dan in het geval zonder sleuf.

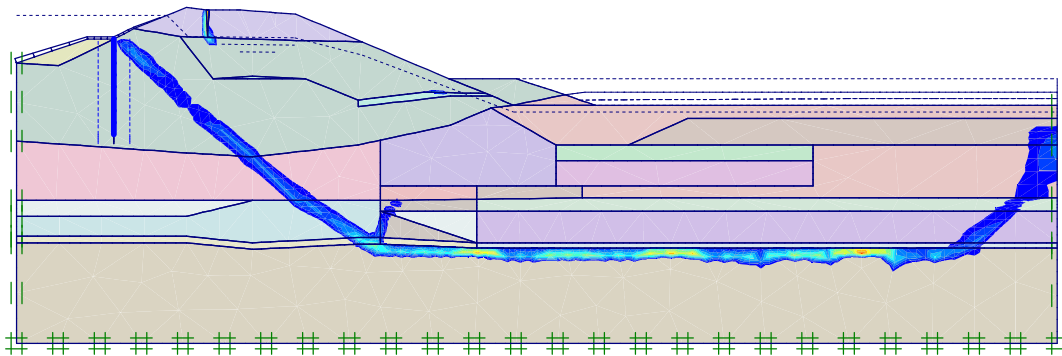
Uiteindelijk is gekozen voor alternatief 1, waarbij de schuifweerstand aan weerszijden van het beoogde glijvlak, binnen de damwandschermen, is gereduceerd door middel van avegaren in plaats van met behulp van bentonietschermen. Het glijvlak dat bij alternatief 1 is gevonden wordt veroorzaakt door opdrijven en loopt door de bovenkant van de Krefthenyelaag (zie figuur 4.8). Op basis van de Plaxisberekeningen zou deze situatie een ca. 26% lagere stabiliteitsfactor hebben dan de in september gerealiseerde situatie.



Tabel 4.5: Stabiliteitsfactoren Plaxis-analyse, alternatieven t.b.v. doorstart novemberproef

Alternatief	SF (berekend in Plaxis)	Factor i.v.m. 3D-effecten	Factor i.v.m. tijdseffect	SF (totaal)	Reductie ten opzichte van proef op 17 en 18 september
0 stabiliteit tijdens proef op 17 en 18 september	1,15	1,3	1,2	1,79	0 %
1 hoger infiltratiedebiet aanbreng bentonietschermen	1,20	1,1	1,0	1,32	26 %
2 bodem sleuf: NAP - 7 m waterniveau in sleuf: NAP- 2 m	1,10	1,0	1,1	1,21	32 %
3 bodem sleuf: NAP - 7 m waterniveau in sleuf: NAP- 6 m	0,90	1,0	1,1	0,99	45 %
4 bodem sleuf: NAP - 7 m waterniveau in sleuf: NAP (opbarsten)	1,40	1,0	1,1	1,54	14 %

exclusief correcties voor:  
ogm [Kruse, 2001b] i.p.v. [Kruse, 2001a], ofwel een minder sterk achterland toegepaste gereduceerde stijghoogte in Pleistocene zandlaag



Figuur 4.8: Maatgevend glijvlak bij alternatief 1 tijdens doorstartproef

#### 4.3.5 Extrapolatiemethode vervormingen t.b.v. proef november 2001

Op basis van extrapolatie van metingen van de proef in september is voor de proef in november een voorspelling van de horizontale verplaatsingen van de binnenteen uitgevoerd. Daarbij zijn de verplaatsingen van de hellingmeetbuis uitgezet tegen de opdrukveiligheid.

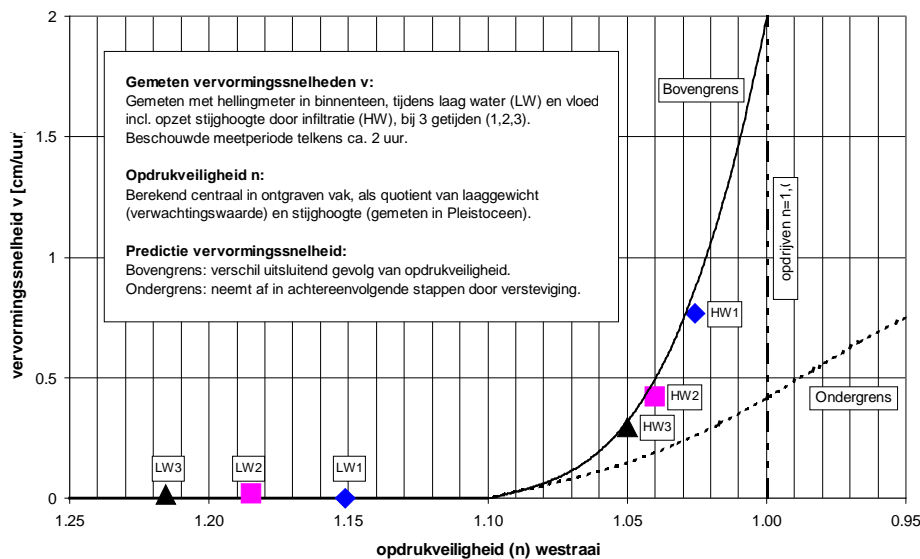
Doelstelling van de uiteindelijke proef in november 2001 was een minimale vervorming van 20 cm (verticale kruinzakking of horizontale teenverplaatsing). Op basis van de resultaten van de proef in september 2001 is gesteld dat deze verplaatsingen ongeveer gelijk zijn aan de horizontale vervormingen van het holocene pakket. Om een voorspelling te kunnen doen voor de verplaatsingen tijdens de doorstart van de proef in november, is in figuur 4.9 de relatie gegeven tussen de opdrukveiligheid (n) van het holocene pakket in het midden van de polder (volgens de schematisatie voor de westraai), en de vervormingssnelheden (cm/uur) van de hellingmeetbuis aan de voet van de dijk.



De opdrukveiligheden zijn afgeleid van de ondergrondschematisatie, de laaggewichten en de gemeten waterspanningen in het midden van het 2 m afgegraven deel achter de oude dijk. Tijdens de proef in september 2001 is bij vloed de stijghoogte in het midden van de polder met 0,5 m verhoogd door gebruik te maken van de maximale infiltratiecapaciteit tijdens vloed. Te zien is dat in september waarschijnlijk net geen opdrijven ( $n \leq 1$ ) is bereikt.

Het gehele holocene pakket ondervindt naar verwachting dezelfde vervormingen als het diepste meetpunt (nr. 6) van de hellingmeetbuis aan de voet van de dijk. Voor dit meetpunt is uit de metingen bij de 3 belastingsstappen de vervormingssnelheid bepaald. Dit is gebaseerd op de gedurende een relatief korte periode (2 à 2,5 uur) gemeten vervormingssnelheid, waarbij de maximale vervormingssnelheid telkens pas circa 30 à 45 minuten na het moment van aanbrenge van de stijghoogte werd bereikt. Duidelijk is dat de vervormingssnelheid in fase 1 het grootst was en in fase 2 en 3 afnam. Tegelijkertijd nam ook de stijghoogte in het pleistoceen af, ofwel nam de opdrukveiligheid  $n$  toe.

Op grond van deze metingen is in figuur 4.9 aangegeven welke vervormingssnelheid kon worden verwacht bij de doorstart in november. Uitgangspunt is dezelfde belasting als in stap 1, maar dan gedurende circa 4 dagen. Uit het verschil tussen boven- en ondergrens is te zien dat hier veel onzekerheid over was, maar dat zelfs de ondergrensschatting een beoogde minimale verplaatsing van 20 cm in 4 dagen zeer aannemelijk maakt.



Figuur 4.9: Relatie tussen opdrukveiligheid en vervormingssnelheid

#### 4.3.6 Drie-dimensionale invloeden

In het ontwerp van de opdrijfproef is de breedte van het proefvak vastgesteld op 50 m, door de keuze van de 50 m brede damwandkuip en het ongeveer 70 m brede en bijna 2 m diepe afgraving van het achterland (zie figuur 4.16). Hiermee was het direct duidelijk dat het proefvak aanzienlijk smaller is dan de breedte waarover het opdrijfmechanisme zich in het algemeen onder natuurlijke condities zal manifesteren. Dit betekende tegelijkertijd dat er sprake zou kunnen zijn van een relatief grote drie-dimensionale invloed als gevolg van de weerstand in de kopvlakken aan beide einden van het proefvak.

Voorafgaand aan de septemberproef is berekend dat de schuifweerstand in de kopvlakken ongeveer 20% bedraagt van de weerstand in een twee-dimensionaal schuifvlak met een breedte van 50 meter (zie bijlage 4.1). De totale weerstand van een afschuifvlak met een breedte van 50 meter is dus 1,2 maal zo groot dan op grond van een twee-dimensionale analyse verwacht mag worden. Vanwege onzekerheden werd een marge tussen 10 en 45% verondersteld.

Tijdens de septemberproef trad geen bezwijken op. Omdat een te grote kopweerstand één van de belemmerende factoren kon zijn geweest is besloten om voorafgaand aan de doorstart in november deze weerstand te reduceren. Hiertoe is in twee dwarsdoorsneden op circa 45 meter afstand van elkaar binnen de damwandkuip een deel van het dijklichaam, zowel onder de kruin als onder het binnentalud en binnenberm, door middel van avegaren losgewoeld. Naar verwachting zou de effectieve schuifweerstand langs de beide zijvlakken van dit 45 meter brede deel van het proefvak hierdoor met ruwweg met 30 á 50% gereduceerd worden.

#### 4.3.7 Tijdseffecten

Hoewel het belang van de tijdseffecten na de septemberproef als groot is ingeschat, is hier bij het ontwerp en de predicties zeer pragmatisch mee omgegaan. Gesteld is dat eventuele tijds-effecten grotendeels kunnen worden weggelaten door de proef zo lang mogelijk vol te houden. Voor het volledig kunnen uitsluiten van tijdseffecten moet worden gedacht aan een periode van 1 à 2 weken. Om praktische redenen is gekozen voor een periode van 4 dagen. Dit betekent dat op voorhand niet alle tijdseffecten waren uit te sluiten. Wel zijn er parallel laboratoriumproeven op een uitgevoerd om meer vat te krijgen op deze tijdseffecten [GeoDelft, 2002a].

#### 4.3.8 Samenvatting predicties novemberproef (doorstart)

Bij het uiteindelijk ontwerp, en de voorgenomen belastingen, zijn voor de novemberproef de volgende predicties gegeven:

Berekeningsresultaten, bij opdrijven ( $n = 1$ ):

MStab : SF is ca. 1,25, inclusief bijkomende 3D en tijdeffecten

Plaxis : MSF ca. 26% lager dan september, en glijvlakvorm als in figuur 4.8

Vervorming : minimaal 20 cm vervorming, en wellicht bezwijken

Met betrekking tot macro-stabiliteit is dit te beschouwen als:

verwachtingswaarde    SF = 1,25

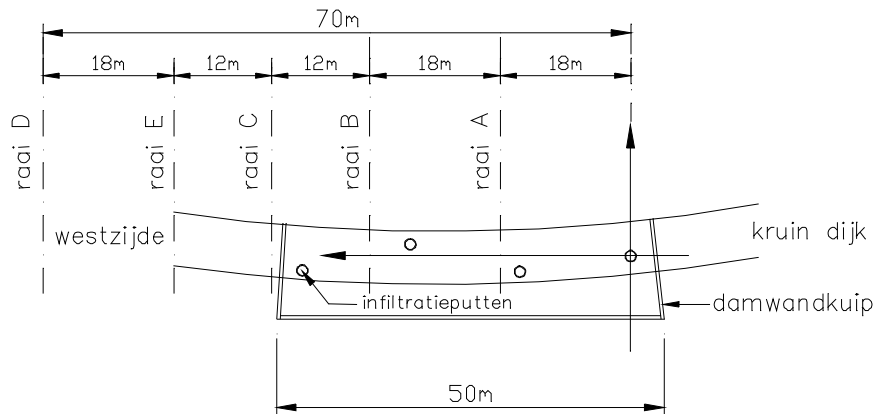
ondergrensschatting    SF = 0,9

## 4.4 Geohydrologische analyse

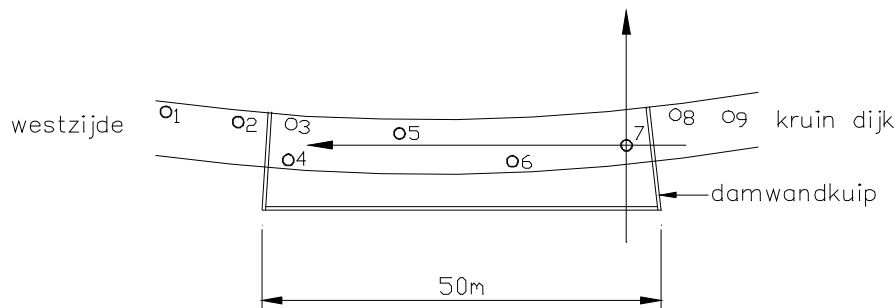
### 4.4.1 Inleiding

Om tijdens de praktijkproeven opdrijven van het achterland achter de oude dijk te realiseren is de stijghoogte in het Pleistocene zand verhoogd. Hiertoe zijn voorafgaand aan de eerste proef in september 2001 vier infiltratieputten op de kruin van de oude dijk aangebracht. De gewenste stijghoogtetoeename kon hiermee gedurende ca. 3 uur rond het tijdstip van hoog water in de rivier worden ingesteld.

Omdat het gewenste bezwijken van de dijk niet optrad vanwege voortijdige verstopping van de infiltratiefilters, is voor de doorstart in november gekozen voor het aanbrengen van 5 extra infiltratieputten (totaal 9). Deze uitbreiding was nodig om de gewenste stijghoogtetoeename in het pleistoceen in principe gedurende meerdere etmalen te kunnen handhaven (d.w.z. ook tijdens laag water). Langer infiltreren werd op basis van het tijdens de septemberproef waargenomen tijdseffect in het verplaatsingsverloop noodzakelijk geacht om de gewenste 20 cm verplaatsing van het dijklichaam te bereiken. Om dichtslaan van de filters door verstopping te voorkomen is ten behoeve van de praktijkproef in november voorgezuiverd water gebruikt als infiltratiewater. Hiertoe is begin november een aanvoerleiding van ca 2 km lengte vanaf het drinkwaterbedrijf naar de proeflocatie aangelegd.



Figuur 4.10 Bovenaanzicht met 4 infiltratieputten, opdrijfproef in september 2001



Figuur 4.11 Bovenaanzicht met 9 infiltratieputten, opdrijfproef in november 2001

#### 4.4.2 Voorbereidende activiteiten

Tijdens de uitvoering van de praktijkproeven was de stijghoogte in het Pleistocene zand één van de belangrijkste stuurvariabelen. Om inzicht te krijgen in de voor de proef vereiste capaciteit (als functie van de gewenste stijghoogte in het pleistoceen), in de beheersbaarheid van het systeem (onder meer de verdeling over de putten) en in de mate waarin het infiltreren invloed op de risicofactoren uitoefent, zijn vanaf november 2000 een aantal stappen doorlopen. Deze stappen, inclusief de belangrijkste resultaten betreffen:

1. in de periode november 2000 tot februari 2001 zijn oriënterende geohydrologische berekeningen met het computermodel MWELL gemaakt. In de berekeningen zijn parameters (o.a. voor hydraulische weerstanden) ingevoerd welke geschat zijn aan de hand van regionale gegevens. Aan de hand van de resultaten is geconcludeerd dat een voldoende hoge stijghoogte haalbaar was door middel van 4 á 5 infiltratieputten in de kruin van de dijk bij 1,5 á 2 ontgraven van het achterland. Vanwege de onzekerheden in de berekeningen werd het uitvoeren van een testproef noodzakelijk geacht;
2. op 6 en 20 februari 2001 is een testproef uitgevoerd met één infiltratieput. Door het stapsgewijs verhogen van het infiltratiedebiet tot maximaal 140 m<sup>3</sup>/uur en het tegelijkertijd meten van het verloop van de waterspanning in het Pleistocene zand op verschillende afstanden van de oude dijk, konden de eerder geschatte ontwerpparameters worden bijgesteld. Afgeleid werd:
  - doorlaatvermogen Pleistoceen:  $kD = 1200 \text{ m}^2/\text{dag}$
  - hydraulische weerstand van de deklaag:  $c = 100 \text{ dagen}$
  - voeding vanuit de rivierbodem: “simulatie door voedende grens op 50 m afstand van infiltratieput”

Met één uitzondering werden deze waarden bij alle volgende berekeningen ingevoerd. De wijziging betrof het voor de aanvullende ontwerpberoekeningen met 9 infiltratieputten (opdrijfproef in november 2001) aanpassen van de hydraulische weerstand van de rivierbodem (simulatie door voedende grens op 25 m afstand van infiltratieput) op basis van de geohydrologische analyse van de septemberproef;

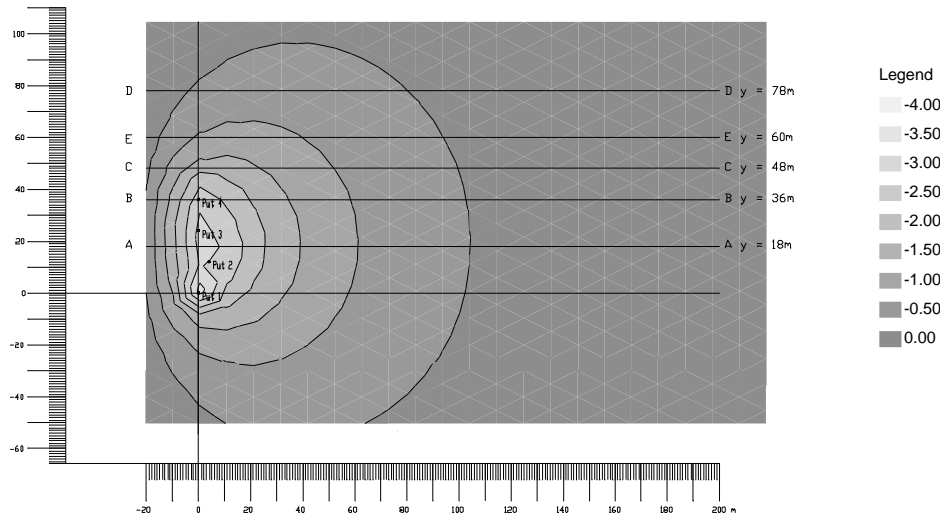
3. geohydrologische ontwerpberoekeningen met respectievelijk 4 en 5 infiltratieputten in de kruin van de oude dijk leidde in mei 2001 tot het definitief ontwerp voor de praktijkproef in september. Begin mei werd besloten om 4 putten te installeren binnen de 50 m brede damwandkuip. Elk met een maximum capaciteit van 150 m<sup>3</sup>/uur. Om dit debiet te kunnen realiseren werd door oplenging van de stijgbuizen de toelaatbare overdruk in de putten verhoogd naar ca. NAP + 7,00 m;
4. op 11 september 2001 werd een laatste testproef uitgevoerd om de werking van de afzonderlijke infiltratieputten te testen en vervolgens de procedure voor proefsturing (met alle vier putten) te beproeven. Hierbij bleek het regelen van de stijghoogte in het pleistoceen aan de hand van debietsturing goed mogelijk indien het debiet stapsgewijs werd opgevoerd en minimaal 30 minuten gehandhaafd. Vastgesteld werd dat de gewenste sturing van de stijghoogteopbouw in het pleistoceen goed mogelijk was en dat het infiltreren geen gevaar opleverde voor de stabiliteit van de riviertalud/-bodem en

- voor de stabiliteit van de nieuwe dijk. Voorwaarde was dat deze aspecten nauwlettend werden bewaakt met speciaal daarvoor geïnstalleerde meetapparatuur;
5. in oktober en begin november 2001 zijn aanvullende geohydrologische berekeningen met MWELL uitgevoerd met de putconfiguratie voor de doorstart in november 2001. Hierbij werden meerdere alternatieven voor de locatie van de extra putten doorgerekend, zoals nieuwe putten op de buitenberm van de nieuwe dijk en op terpen vóór de nieuwe dijk. Gekozen is voor het installeren op de kruin van de oude dijk zodat een scherm van 9 putten ontstond met 5 infiltratieputten binnen de damwandkuip en 2 keer 2 putten aan beide zijden buiten de damwandkuip. Het maximaal debiet bedroeg  $160 \text{ m}^3/\text{uur}$  per put. De berekeningsresultaten lieten zien dat hiermee een stijghoogtetoeename in het pleistoceen kon worden ingesteld waarmee de oprijfconditie van het achterland ook tijdens gemiddeld laag water op de rivier realiseerbaar was;
  6. In aanvulling op de stationaire berekeningen met MWELL zijn tevens een aantal niet-stationaire berekeningen door Fugro uitgevoerd. Enerzijds hadden deze tot doel om een indruk te krijgen van het niet-stationaire effect binnen de invloedsfeer van het proefvak. Deze invloed bleek zodanig klein dat volstaan kon worden met het stationaire model. Anderzijds bestreken de niet-stationaire berekeningen een veel groter gebied om na te gaan of één van eerdere opties voor watervoorziening, het oppompen van “schoon” uit het diepere pleistoceen, in principe haalbaar zou zijn. Deze optie is, onder meer op basis van de berekeningsresultaten, in later stadium niet gekozen;
  7. de onder 4. beschreven testproef is medio november herhaald voor de 9 infiltratieputten bij de oprijfproef van 26 tot 30 november. Ook hierbij bleken de afzonderlijke putten aan de eisen te voldoen en bleek de sturingsprocedure voor de feitelijke oprijfproef praktisch uitvoerbaar.

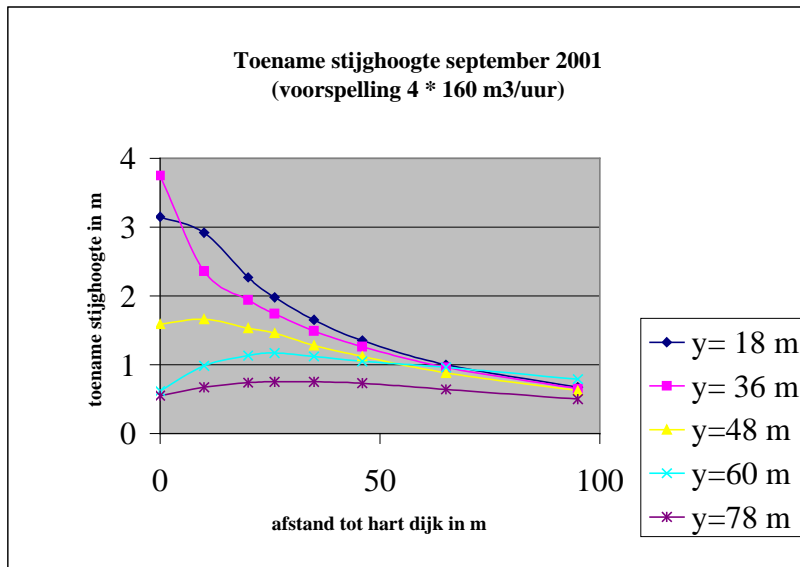
#### **4.4.3 Geohydrologische condities tijdens oprijfproeven in september en november**

In de figuren 4.12 tot en met 4.15 is het stijghoogteverloop in het pleistoceen weergegeven volgens de ontwerpberoeeningen met MWELL. Het betreft steeds de met infiltreren veroorzaakte toename in stijghoogte, m.a.w. de getij-invloed ontbreekt hierin. Figuur 4.12 toont in bovenaanzicht de contouren van gelijk stijghoogte verloop voor de 4 putten tijdens de praktijkproef op 17 september 2001. Uitgangspunt is een gelijk debiet per put van  $160 \text{ m}^3/\text{uur}$ . Figuur 4.13 geeft voor deze situatie de stijghoogte in m in 5 raaien loodrecht op de dijk weer. Raai  $y = 18 \text{ m}$  (raai A in figuur 4.12) komt overeen met de hoofdmeetraai in het proefvak. De op 17 september 2001 om 18.00 uur in deze raai met de waterspanningsmeters VWD1 ( $x=25\text{m}$ ), VWE1 ( $x=40\text{m}$ ) en VWF1 ( $x=65\text{m}$ ) gemeten stijghoogtetoeename (gecorrigeerd voor de getij-invloed) bedragen resp. ca. 100%, ca. 100% en ca. 50% van de voorspelde waarde. De figuren 4.14 en 4.15 zijn identiek aan figuur 4.13, maar dan voor de 8 infiltratieputten tijdens de novemberproef respectievelijk voor 8 maal  $125 \text{ m}^3/\text{uur}$  als voorspelling en voor de gemeten debietverdeling (waaronder debiet nul voor de putten 3 en 8) op 28 november om 15.30 uur, het tijdstip dat als begin van bezwijken is gedefinieerd.

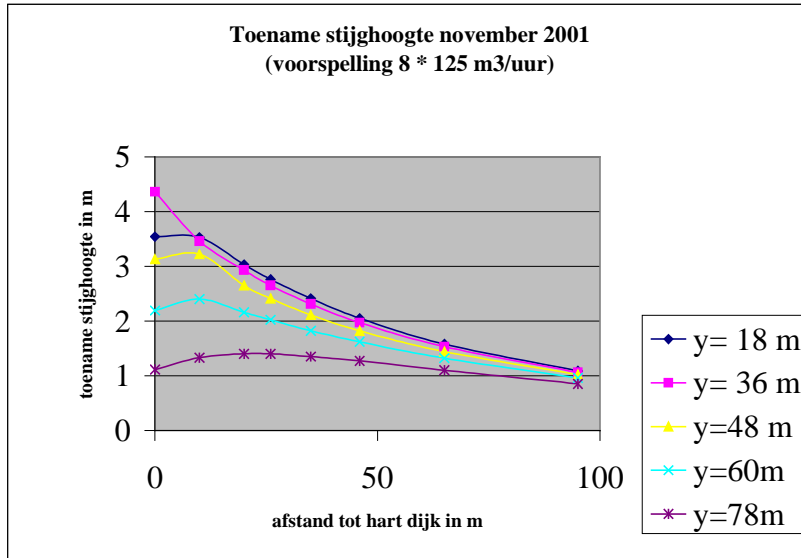
De figuren laten de invloed van het infiltreren in en buiten het proefvak zien. Het betreft de met het computermodel MWELL berekende verwachte stijghoogten.



Figuur 4.12: contouren toename stijghoogte opdrijfproef september 2001 (voorspelling 4 x 160 m<sup>3</sup>/uur, legenda: m stijghoogte)

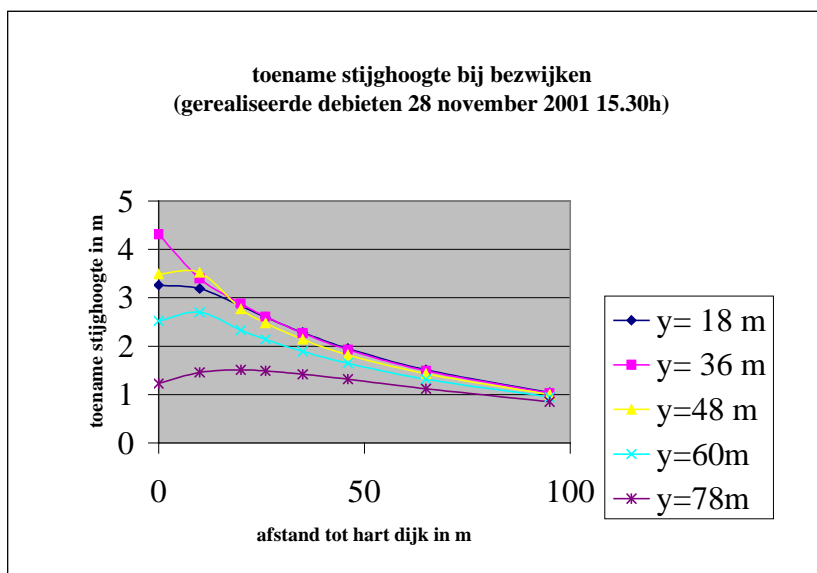


Figuur 4.13: Toename stijghoogte in vijf raaien door infiltreren in 4 putten (voorspelling septemberproef)



Figuur 4.14: Toename stijghoogte in vijf raaien door infiltreren in 8 putten (voorspelling novemberproef)

In de lengterichting van de dijk tonen de berekeningsresultaten een duidelijke invloed buiten het proefvak van het infiltreren. Zoals verwacht is dit vooral het geval geweest tijdens de opdrijfproef in november waarbij 9 infiltratieputten beschikbaar waren. Volgens figuren 4.14 en 4.15 is de stijghoogte in raai E (westzijde, ca 13 m buiten de damwandkuip) onder het afgegraven achterland 70 á 80 % van die onder het midden van het afgegraven achterland. Dit betekent dat er onder de volledige breedte van 70 m afgegraven achterland sprake was van een nagenoeg gelijk stijghoogteverloop. Figuren 4.14 en 4.15 tonen achtereenvolgens de voorspelde en de werkelijke situatie rond bezwijken op 28 november. Het verschil hiertussen is marginaal voor de westzijde van het proefvak.



Figuur 4.15: Toename stijghoogte in vijf raaien met werkelijke infiltratiedebieten op 28 november, tijdstip “begin van bezwijken” 15.30 uur



Blijkbaar wordt de invloed van de uitgevallen infiltratieputten gecompenseerd door de debieten groter dan 150 m<sup>3</sup>/uur in enkele andere putten op het tijdstip van begin van bezwijken. Met name zullen de twee putten aan de westzijde buiten het proefvak (debieten 162 resp. 183 m<sup>3</sup>/uur) hieraan bijgedragen hebben. Volgens figuur 4.13 is de stijghoogte in het Pleistoceen in diezelfde raai E in september 50 á 60% geweest van die in de middenraai.

#### 4.5 Monitoringsplan

Het monitoringssysteem voor de proef is ontworpen in april en mei 2001 [GeoDelft, 2001c]. Uitgangspunt voor de monitoring is een adequate en tijdige detectie van alle mogelijke mechanismen, zowel ter bewaking van ‘omgevingsrandvoorwaarden’, als met betrekking tot de praktijkproef [GeoDelft 2001d]. Daarbij is verder gesteld dat de mechanismen die van belang zijn voor de achterliggende doelstelling van deze praktijkproef zodanig in detail gemonitord dienden te worden dat er bij de evaluatie voldoende informatie beschikbaar zou zijn, rekening houdend met de gebruikelijke meetonnauwkeurigheden, meetonzekerheden en uitval van instrumenten.

Hierbij zijn de volgende mechanismen onderscheiden die zowel zijn gerelateerd aan de doelstelling van de proef als aan ongewenste mogelijke neveneffecten:

1. Bezwijken van de oude dijk volgens het opdrijfmechanisme.
2. Infiltratie van de dijk vanuit de damwandkuip.
3. Doorwerking van de rivierwaterstand naar het achterland.
4. Functioneren van de infiltratieputten.
5. Directe invloed van de bovenbelasting op vervormingen en wateroverspanningen in en naast de dijk.
6. Bezwijken volgens een ondiep glijvlak.
7. Oppervlakkig bezwijken, waarbij slechts een gedeelte van het talud afschuift.
8. Bezwijken van de nieuwe dijk.
9. Buitenwaarts bezwijken van de oude dijk (door macroinstabiliteit of door piping).

Voor elk mechanisme is allereerst bepaald welke parameters waar en met welke frequentie gemeten dienden te worden, dit is vervolgens vertaald naar de daartoe benodigde instrumenten. Daarbij geldt dat in een aantal gevallen hetzelfde instrument voor meerdere mechanismen relevant kan zijn. Rekening houdend met de geometrie van de locatie dienen de meeste instrumenten in meetraaien dwars op de dijk te worden geplaatst. De gevolgde methodiek resulteerde tevens in een onderlinge prioritering voor de verschillende soorten metingen en meetinstrumenten. Op basis hiervan is het monitoringsprogramma vervolgens zodanig gereduceerd dat de meest essentiële aspecten zouden worden geregistreerd.

De uiteindelijke instrumentatie is aangegeven in bijlagen 4.2 t/m 4.4 en omvat:

- 4 hellingmeetbuizen;
- 1 extensometer;
- 60 waterspanningsmeters;
- 83 oppervlakte-deformatiemeetpunten;
- 9 breekstukken.

De meeste instrumenten zijn in augustus 2001 geplaatst. In november zijn alsnog vier waterspanningsmeters (VWW1 t/m VWW4) in een derde meetraai (de westraai) geplaatst, verder zijn toen ook waterspanningsmeter VWF2, hellingmeetbuis HMBR en drie peilbuizen (PbA, PbB en PbC) bijgeplaatst. Tot de plaatsing van de aanvullende waterspanningsmeters VWX1 t/m

VWX4 en VWY1 t/m VWY5 was voor augustus al besloten, mede op basis van commentaar van de klankbordgroep. Bij de installatie van de instrumenten is besloten om één van de twee peilmeters in de damwandkuip in te zetten voor de registratie van het waterniveau in het afgegraven achterland.

Voor een aantal instrumenten waren waarschuwingsgrenzen afgeleid, om tijdig ongewenste bezwijkvormen te detecteren en daadwerkelijk optreden van ongewenste mechanismen te kunnen voorkomen. De nadruk lag hierbij op het voorkomen van het bezwijken van de nieuwe dijk.

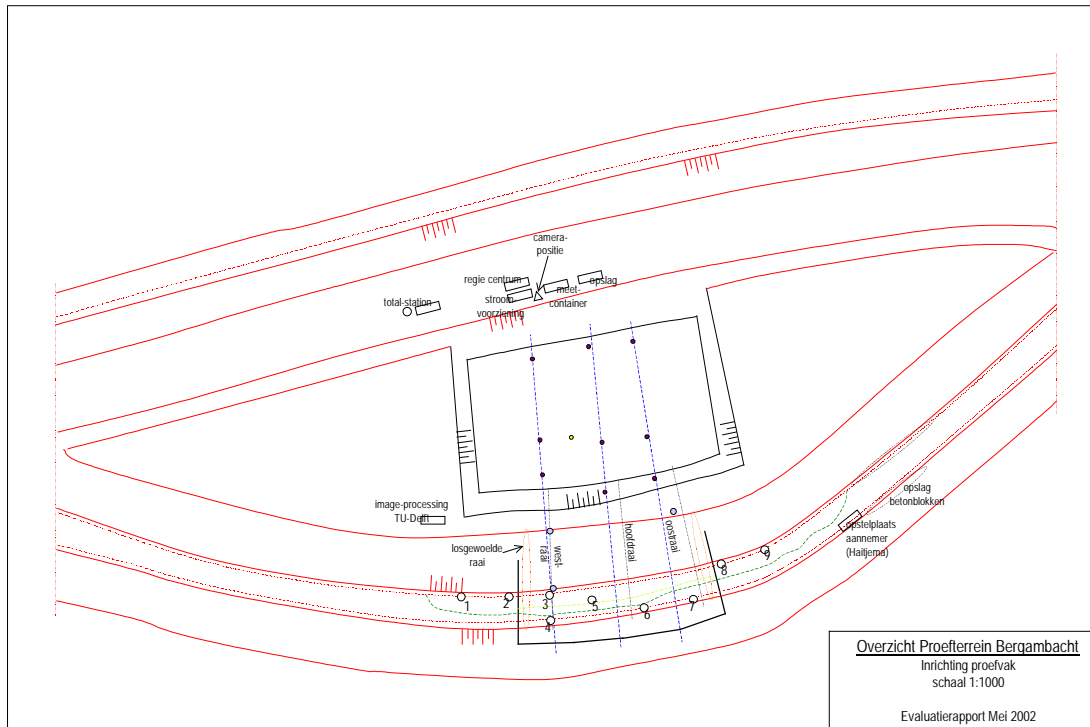
#### **4.6 Inrichting proefvak en voorbereiding proefuitvoering**

Het ontwerp van de inrichting van het proefvak en de feitelijke realisatie ervan is een intensieve wisselwerking geweest tussen wat enerzijds theoretisch gewenst en anderzijds praktisch haalbaar was. Bij dit laatste speelde ook de veiligheid een rol en diende rekening gehouden te worden met ongewenste effecten (o.a. risico's in relatie tot stabiliteit nieuwe dijk en rivierbodem). Eén van de ongewenste effecten betrof het optreden van een ondiep glijvlak in het binnentalud van de proefdijk. Uit de eerste ontwerpberoeeningen volgde reeds dat de kans op dit mechanisme in het voortraject naar de opdrijfproef vrij groot was (zonder infiltratie zelfs aanzienlijk groter dan de kans op een diep glijvlak). Dat dit een relevant mechanisme was en een reële zorg betrof bleek in augustus 2001 toen zich een scheur in de kruin van de dijk openbaarde, waarvan de verdere ontwikkeling met het aanbrengen van een steunberm kon worden gestopt.

In deze paragraaf worden enkele onderdelen van de proefvakinrichting en van de voorbereiding van de uitvoering in hoofdlijnen beschreven. Daarbij fungeren het belang voor de interpretatie van de metingen en voor de eventuele uitvoering van een toekomstige praktijkproef als belangrijkste ingangen.

Figuur 4.16 geeft een overzicht van het proefterrein met de opstelplaatsen. Karakteristieke onderdelen met betrekking tot de proefinrichting zijn:

- de proefdijk (oude Lekdijk) met daarin de damwandkuip van 50 m breed;
- de infiltratieputten in de kruin van de proefdijk. De testproef in februari 2001 is uitgevoerd met put 5. Bij de opdrijfproef in september waren verder ook de putten 4, 6 en 7 aanwezig. In oktober en november zijn hieraan de putten 1, 2, 3, 8 en 9 toegevoegd voor de doorstart van de opdrijfproef eind november;
- het met ca. 2 m ontgraven achterland;
- de drie meetraaien (ondergrond) – respectievelijk de westraai, hoofd-raai en oost-raai;
- de opstelplaatsen van TU Delft (image processing), Haitjema (infiltratie pleistocéen), Arcadis (total station met camera positie) en GeoDelft (meetcontainer)



Figuur 4.16: Bovenaanzicht proefterrein

Hierna wordt een aantal onderdelen in meer detail beschreven. Voor het monitoringsysteem en de overwegingen daarbij wordt verwezen naar paragraaf 4.5.

#### *Verhoging stijghoogte in pleistoceen door waterinfiltratie*

Voor het meest risicovolle onderdeel, namelijk het verhogen van de stijghoogte in het Pleistoceen door middel van 4 tot 9 infiltratieputten in de kruin van de dijk, is een aantal testproeven uitgevoerd. Hiermee werd de ervaring stapsgewijs opgevoerd en werd inzicht verkregen in de haalbaarheid van het voor opdrijven vereiste stijghoogteverloop, in het eventueel optreden van ongewenste verschijnselen (en het voorkomen ervan) en in de mogelijkheden voor aansturing en bijsturing van de proeven (sturing infiltratiedebieten in relatie tot getijwerking en gewenst stijghoogteniveau). De resultaten van deze testproeven zijn in hoofdlijnen beschreven in §4.4.

Vanaf de kruin zijn tot een diepte van NAP –40 meter in verschillende stappen in totaal 9 infiltratieputten geplaatst. Belangrijke punten bij het ontwerp waren:

- Onderlinge afstand wordt begrensd door de onderlinge beïnvloeding;
- Diameter put wordt bepaald door debiet en infiltratieduur;
- Afstand vanaf de binnenkruinlijn speelt een rol bij effectiviteit drukopbouw achterland.

Daarnaast was het ook van belang om de putten buiten het potentiële glijvlak te plaatsen. Achteraf is het plaatsen nabij de binnenkruinlijn vermoedelijk de reden geweest dat een aantal putten vroegtijdig dichtsloeg.

Het niveau van de bovenzijde is van belang voor de drukopbouw en de kans op achterloopsheid. Door het infiltreren vanaf de dijk kon zonder risico een initiële druk van NAP +5 m (=kruinhoogte) worden opgebouwd. Als criterium voor de overhoogte is 2 m boven de kruin gehanteerd. Bij de proef is uiteindelijk tot de fysieke begrenzing (overlooppijp) van ongeveer 3 m boven de kruin gegaan.

Cruciaal voor de levensduur van de putten is het gehalte aan zwevende stof in het water. Voor de septemberproef was water onttrokken aan het oppervlak van de rivier. Het doorzicht van de rivier fluctueert echter sterk in de tijd. Ten behoeve van de novemberproef, waarbij de beoogde infiltratieduur 5 aaneengesloten etmalen bedroeg, is halffabriek water (voorgezuiverd water voor infiltratie in de duinen) betrokken van een nabijgelegen pompstation. Hierbij werd een naar verwachting voldoende lage maximale membraamfilterindex (maat voor verstoppingsnelheid) gegarandeerd.

#### *Verzadigen dijk*

De ontwerpberoeeningen lieten zien dat verzadigen van het dijklichaam noodzakelijk was om het optreden van het diepe glijvlak in relatie tot opdrijven mogelijk te maken. Hierbij ging het niet zo zeer om de mate van verzadiging op zich als wel om het creëren van een voldoende hoge waterspanning (vergelijkbaar met die tijdens maatgevend hoogwater) en verlaging van de schuifweerstand in de dijk. Voorafgaand aan de opdrijfproeven bestonden de volgende twee varianten voor dijkverzadiging:

- De oorspronkelijke variant bestond uit een sleuf in de kruin (evenwijdig aan de as) gevuld met bentoniet. Breedte ca. 0,5 meter, diepte ca. 5 meter. Deze variant is niet toegepast, vanwege risico van het verzwakken van de dijk (mogelijkheid van glijvlak door sleuf) en het risico op dichtsmere van de sleufwand door het bentonietmengsel;
- Een damwandscherm in de vorm van een damwandcompartiment tegen de dijk. De breedte van 50 m is bepaald door de minimaal verwachte breedte van het glijvlak enerzijds en de kosten anderzijds. De afstand uit de kruin van 6 meter werd ingegeven door de technische haalbaarheid (damwandlocatie in buitenberm van oude dijk). Het compartiment stak iets boven de kruin van de dijk uit, zodat de kruin, indien gewenst, kon worden overstromd.

Gekozen is voor de variant met de damwandkuip. Deze is in juli 2001 aangebracht. Kort daarna is de kuip gevuld met water tot ongeveer NAP +5.00 m. Lekkages zijn tegengaan met behulp van pur-schuim. In verband met de ongewenste scheurvorming in de kruin, enkele weken later, is de damwandkuip tijdelijk geleege en in de aanloop naar de septemberproef tot ca. NAP + 4,00 m gevuld. Vanaf oktober 2001 is het niveau tot maximaal NAP + 4,50 m opgezet voor de novemberproef.

#### *Stabiliseren zandmuts*

De bovenste 2 meter van de dijk bestond voornamelijk uit zand, met hier en daar resten van oude verhardingen en wegfundering (tezamen aangeduid met “zandmuts”). Op basis van de resultaten van een eerdere injectieproef was de verwachting dat dit zand losgepakt zou zijn. Hierdoor bestond gedurende enige tijd (mei en juni 2001) onzekerheid of de verzadiging vanuit de damwandkuip en het aanbrengen van bovenbelasting (tijdens de proef) tot inzakking en stabiliteitsverlies van de bovenste meters kon leiden. Overwogen is om het zand te injecteren met een harder. De methode bleek weliswaar technisch haalbaar, maar ook kostbaar. Uiteindelijk is de injectie niet toegepast omdat dichtheid van het zand bij nader inzien toch voldoende was.

#### *Ontgraven maaiveld achterland*

Om opdrijven en diep afschuiven van dijk en achterland op te wekken was het noodzakelijk dat het maaiveld achter de dijk (oorspronkelijk niveau ongeveer NAP) werd verlaagd. Uit de bereoeeningen volgde dat het achterland 1,5 tot 2 meter moest worden afgegraven. Deze afgraving is in augustus 2001 uitgevoerd tot een maaiveldniveau van NAP – 1,80m. Loodrecht op de proefdijk is de ontgraving doorgezet tot de buitenberm van de nieuwe dijk (taludhelling 1 op 3). De voor de ontgraving gekozen breedte van 70 m is vastgesteld op basis van een op te wekken diepe instabiliteit van 50 m breedte en de overweging dat de spanningstoestand in het achterland (door spanningsspreiding) daarvoor geen belemmering zou moeten opleveren.

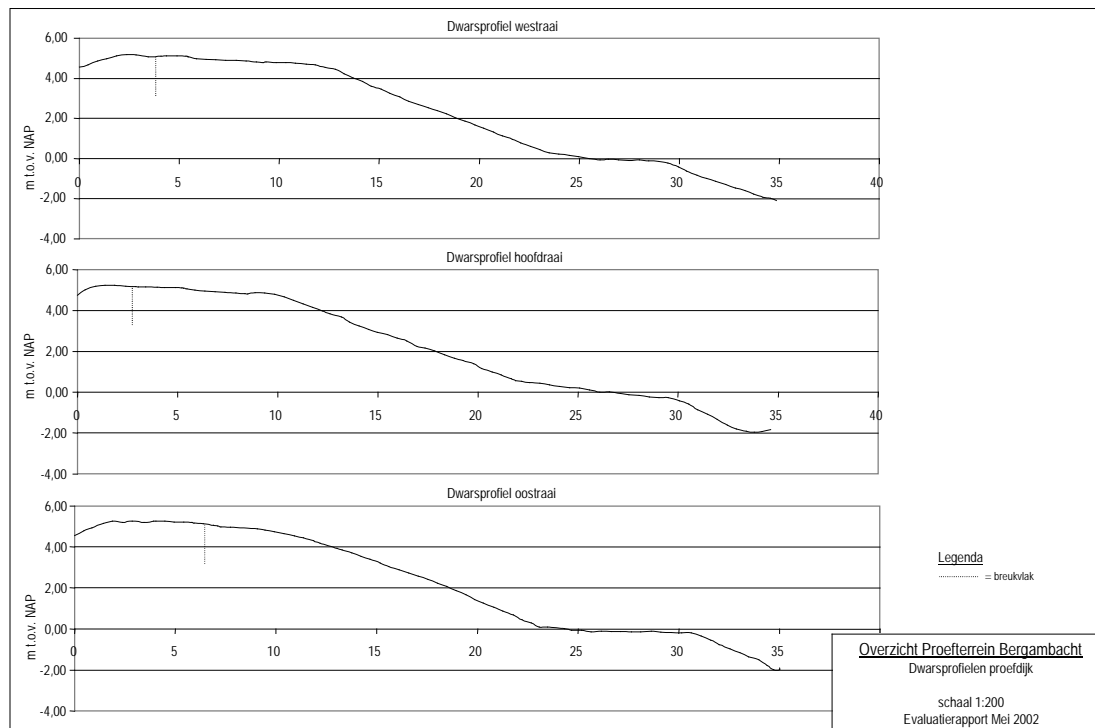
Bij de keuze van de ontgravingsdiepte zijn ook de te garanderen stabiliteit van de nieuwe dijk en de begrenzing van de toestroom van kwelwater belangrijke overwegingen geweest. Tijdens de graafwerkzaamheden openbaarde zich medio augustus 2001 een scheur in het wegdek van de proefdijk. Deze scheur, waarvan werd verondersteld dat ze werd veroorzaakt door een zich ontwikkelend ondiep mechanisme, nam in de volgende dagen in omvang toe. Om dit ongewenste proces te stoppen is vervolgens een deel van de voorgenomen afgraving (in de vorm van een ruim 5 m brede berm tegen de teen van de oude dijk) niet uitgevoerd cq. deels teruggebracht.

#### *Profileren dijk*

Op de dijk waren restanten aanwezig van oude op en afritten, met name tussen de west- en de hoofdmeetraai. Deze zijn in de voorbereiding verwijderd en het talud is opnieuw ingezaaid. Figuur 4.17 geeft een drietal gedetailleerde dwarsprofielen, met daarin de hiervoor genoemde steunberm ter beperking van de scheurvorming in de kruin.

#### *Scheurvorming in de kruin van de dijk voorafgaand aan de septemberproef*

Vanaf medio augustus, tijdens het ontgraven van het achterland, trad scheurvorming op in het asfalt op de kruin. Omdat de scheur zich langzaam uitbreidde en gevreesd werd voor een ondiep binnenwaarts glijvlak, is besloten om tegen de binnenteen van de dijk een ca. 5 m brede berm te handhaven. Het gedrag van de scheur die zich ook hierna met tussenpozen nog langzaam uitbreidde, was een belangrijke factor bij de keuzes die gemaakt moesten worden voor de verdere voorbereiding en uitvoering.



Figuur 4.17: Drie dwarsprofielen van de dijk met de steunberm

### *Bovenbelasting*

De voorafgaande oprijfberekeningen gaven de wenselijkheid aan van het aanbrengen van bovenbelasting om het diepe glijvlak te mobiliseren. Hoewel deze bovenbelasting tevens een belangrijke extra aandrijving voor ondiep bezwijken betekende is deze optie opgenomen als aanvulling op de verhoogde stijghoogte in het Pleistoceen in het draaiboek van de oprijfproef in september. Hiertoe zijn in de periode van juni tot en met september de volgende mogelijkheden beschouwd:

- Grote containers in 2 lagen gestapeld, leeg te plaatsen op de kruin, en in 3 stappen te vullen: onderste container met grind, vervolgens onderste container bijvullen met water, en als derde trap de bovenste container vullen met water. Deze variant is afgevalen de uitvoering mogelijk problemen zou opleveren;
- Het plaatsen van 'big bags' gevuld met zand. Deze variant is moeilijk te faseren en moeilijk op afstand te plaatsen;
- Plaatsen van ballastblokken van 1x1x1 m<sup>3</sup> beton en een massa van 2,5 ton per stuk. Voor de gewenste piekbelasting van 20 ton per strekkende meter zouden de blokken 3,3,2 gestapeld kunnen worden.

Voor de septemberproef is gekozen voor de derde optie: het plaatsen van betonblokken. Uiteindelijk zijn kort vóór de tweede fase van die proef slechts 4 blokken per strekkende meter geplaatst (ongeveer 10 ton per strekkende meter). Het belang van de bovenbelasting bleek in het definitieve ontwerp kleiner dan eerder was voorzien. Bovendien werd tijdens aanbrengen van de blokken na afloop van de eerste fase op 17 september (tijdens eb zonder infiltreren), het optreden van blijvende vervormingen geregistreerd. Verondersteld werd dat het eerder genoemde en ongewenste, ondiep mechanisme hiervan de oorzaak was. Vandaar dat bij de novemberproef is afgezien van het aanbrengen van bovenbelasting.

### *Draaiboek proefuitvoering*

Voor beide proeven is een draaiboek opgesteld waarbij de nadruk lag op de gewenste wijze van opbouw van de proef, op de informatievoorziening (wat gebeurt wanneer) en op de communicatie (wie is waar verantwoordelijk voor). Beide draaiboeken bieden aanknopingspunten voor een eventuele volgende proefneming [Arcadis, 2001a en Arcadis, 2001b].

### *Zagen van een snede in het asfalt*

De gedachte hierachter was het opleggen van een preferent glijvlak, om te voorkomen dat de aanwezigheid van het asfalt bepalend zou zijn voor de locatie daarvan. Door het ontstaan van een scheur in het asfalt is deze optie komen te vervallen.

### *'Alles of niets ingreep'*

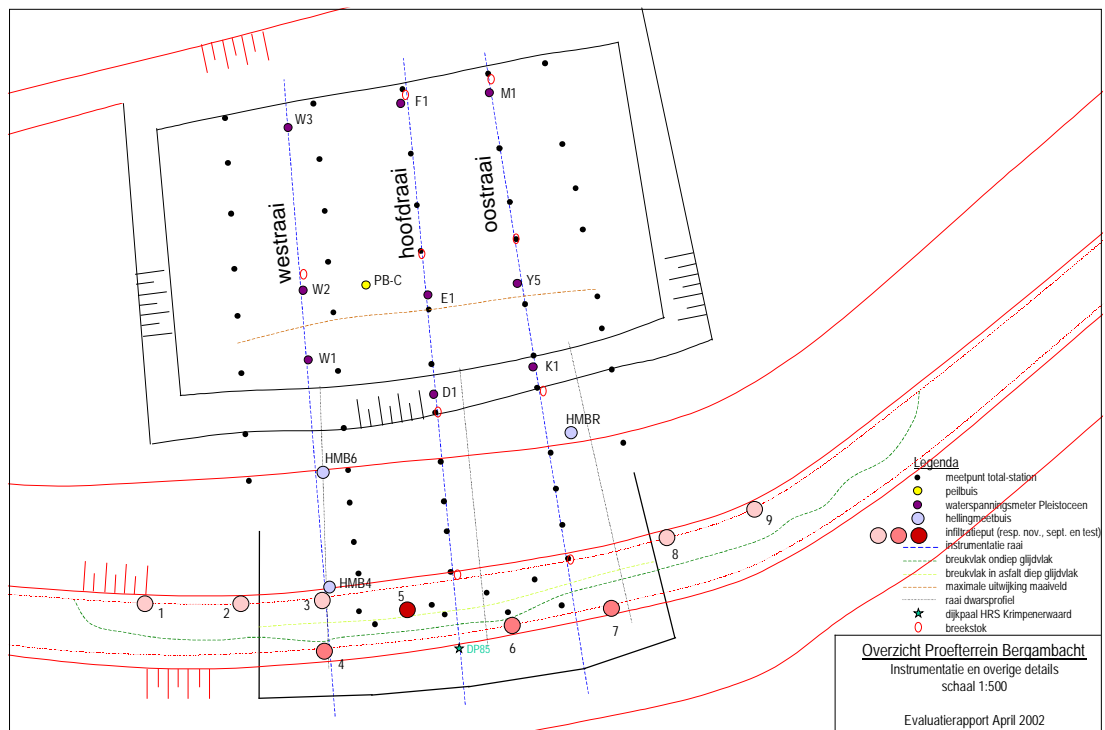
Bij onvoldoende vervorming van de dijk zou er een sleuf worden gegraven in het ontgraven achterland, evenwijdig aan de dijk. De berekeningen toonden aan dat een sleuf ter plaatse van de teen van de dijk het meeste effect had. Omdat hierbij ook sprake was van een grote kans op een ondiep glijvlak is hiervan afgezien. Een sleuf halverwege het ontgraven achterland zou volgens berekening ook nog een significant effect hebben. Tijdens beide oprijfproeven is geen gebruik gemaakt van deze sleufoptie.

## 5 Meetresultaten Praktijkproef Bergambacht

### 5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de belangrijkste meetresultaten van de opdrijfproeven in september en november beschreven. Als ingang dienen hierbij vooral de aspecten die van primair belang zijn voor de analyse en evaluatie van de resultaten (hoofdstuk 6). Na een korte weergave van de ervaringen bij de proefuitvoering in 5.2 worden de meetresultaten belicht. Achtereenvolgens worden in 5.3 tot en met 5.5 de stijghoogte in het Pleistoceen, de waterspanning in het Holoceen en de verplaatsingen centraal gesteld en in relatie tot elkaar besproken. Steeds wordt kort ingegaan op de septemberproef waarna de meeste aandacht wordt besteed aan de novemberproef. In 5.5 wordt ook het in november opgetreden bezwijken van de dijk behandeld. In dit hoofdstuk wordt op een aantal plaatsen reeds conclusies getrokken op basis van de interpretatie van de metingen. In paragraaf 6.2 'Beschouwing waargenomen mechanismen' worden de belangrijkste conclusies in relatie tot enkele belangrijke fenomenen als diepe macrostabiliteit, opbarsten en verplaatsing aan het maaiveld samengevat.

Figuur 5.2 toont een bovenaanzicht van het proefvak waarin de plaats van de infiltratieputten, de drie meetraaien en de belangrijkste meetinstrumenten zijn aangegeven. De plaats en diepte van de meetinstrumenten in de bodem zijn aangegeven in de bijlagen 4.2. tot en met 4.4.



Figuur 5.1 Instrumentatie en overige details.

Van beide opdrijfproeven zijn meetmappen samengesteld waarin alle metingen in de ondergrond zijn samengevoegd [GeoDelft, 2001e] en [GeoDelft, 2001f]. Van de verplaatsingsmetingen aan het maaiveld, welke door Idecom en TU Delft zijn uitgevoerd, zijn afzonderlijke rapportages opgesteld [Arcadis/Idecom, 2001] en [TUDelft, 2002].



## 5.2 Proefuitvoering

De proeven in september en november zijn stapsgewijs uitgevoerd, waarbij de belastingstrappen steeds werden verhoogd. Het doel hiervan was het vastleggen van het punt van 'net-bezwijken'. Bovendien kon met de fasering het risico op ongewenste gebeurtenissen worden beperkt. In september is bij de stappen gebruik gemaakt van de hoogwaters op de rivier met een duur van 3 á 4 uur. In november liepen de fasen in elkaar over en lag het in de bedoeling minimaal 4 dagen continu te infiltreren, waarbij ook ten tijde van laagwater de drukopbouw in het Pleistoceen kon worden gehandhaafd. Tijdens de septemberproef liep het infiltratiedebiet terug als gevolg van het defect raken van twee infiltratieputten tijdens de tweede proeffase. Bij de november proef hebben de putten 8, 9 en 3 het voortijdig begeven. Bij putten 8 en 9 is dit zeer waarschijnlijk veroorzaakt door het breken van de putschacht als gevolg van de eerste deformatie van de dijk aan de oostzijde.

Bij het plaatsen van de betonblokken bij eb in september kon gebruik worden gemaakt van de 'bewezen sterkte' uit de voorgaande belastingstap bij hoogwater. Omdat de dijk de vorige belastingsstap had weerstaan konden de blokken op een veilige manier worden geplaatst.

De opzet bij beide proeven was om in een laatste stap 'alles uit de kast' te halen t.a.v. de infiltratie en de drukopbouw in het Pleistoceen. In november was het de bedoeling om een sleuf te graven evenwijdig aan de dijk, halverwege het proefvak. Vanwege het eerder bezwijken van de dijk is hiervan geen gebruik gemaakt.

Voor de uitvoering van de proef speelde verder de volgende punten een belangrijke rol:

- De veiligheid van uitvoering.  
Met name het plaatsen van de betonblokken in september was een risicofactor. In het terrein is daarom een veiligheidszoning aangebracht.
- Het voorkomen van ongewenste bezwijkmechanismen;  
Met name een ondiep glijdvlak binnenwaarts was een belangrijke factor bij de keuzes en de uitvoering, zie paragraaf 4.6.

De belastingsstappen zijn als volgt uitgevoerd (zie ook figuur 5.2):

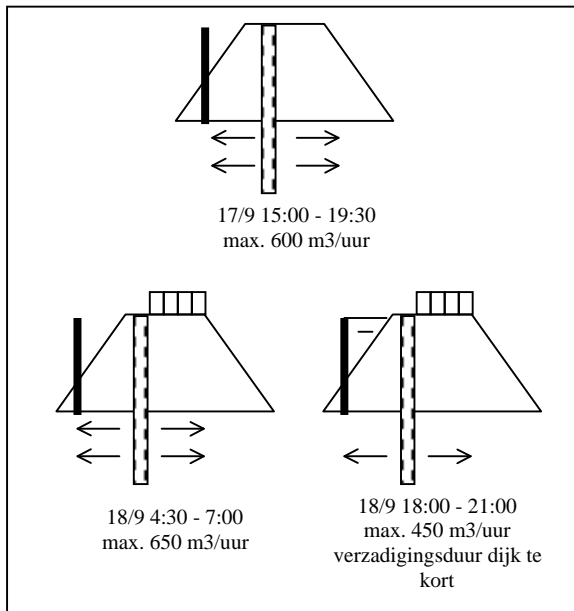
### *17 en 18 september*

1. infiltreren gedurende een aantal uren rond het tijdstip van hoogwater (17 september 18.00 uur)
2. idem na aanbrengen bovenbelasting rond hoogwater op 18 september om 06.30 uur
3. als 2 (rond hoogwater 18 september om 19.00 uur), echter met een volle damwandkuip (na een verzadigingsperiode van ca. 6 uur).

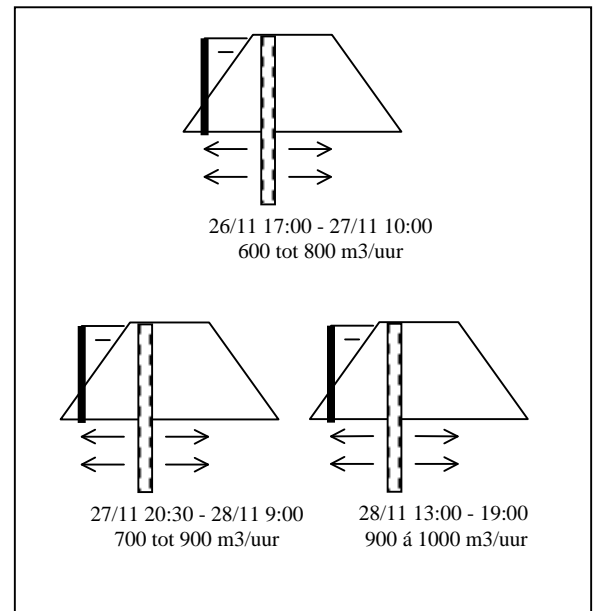
### *26 tot 28 november*

1. na een verzadigingsperiode van 4 weken; infiltratie van 600 tot 800 m<sup>3</sup>/uur vroegtijdig dichtslaan van bron 8 (26/11 22.00 uur), bron 9 (26/11 22.30 uur) en bron 3 (27/11 5:30 uur); bron 3 vervangen door bron 4
2. infiltratie van 700 tot 900 m<sup>3</sup>/uur met 6 van de 9 bronnen vanaf ongeveer 27 november 20.30 uur
3. infiltratie van 900 á 1000 m<sup>3</sup> vanaf 28 november 13.00 uur

### Uitvoering 17 en 18 september



### Uitvoering 26 t/m 28 november



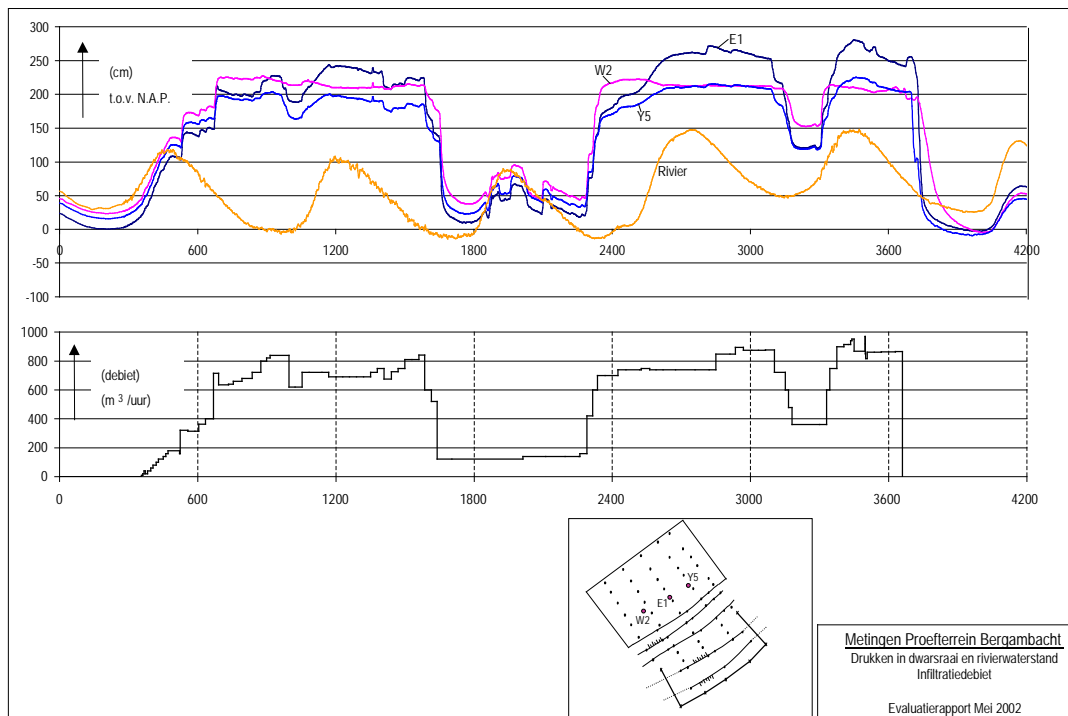
Figuur 5.2: Overzicht van het totaal debiet per stap tijdens de opdrijfproeven in september en november 2001

#### *Over-all beeld drukopbouw Pleistoceen*

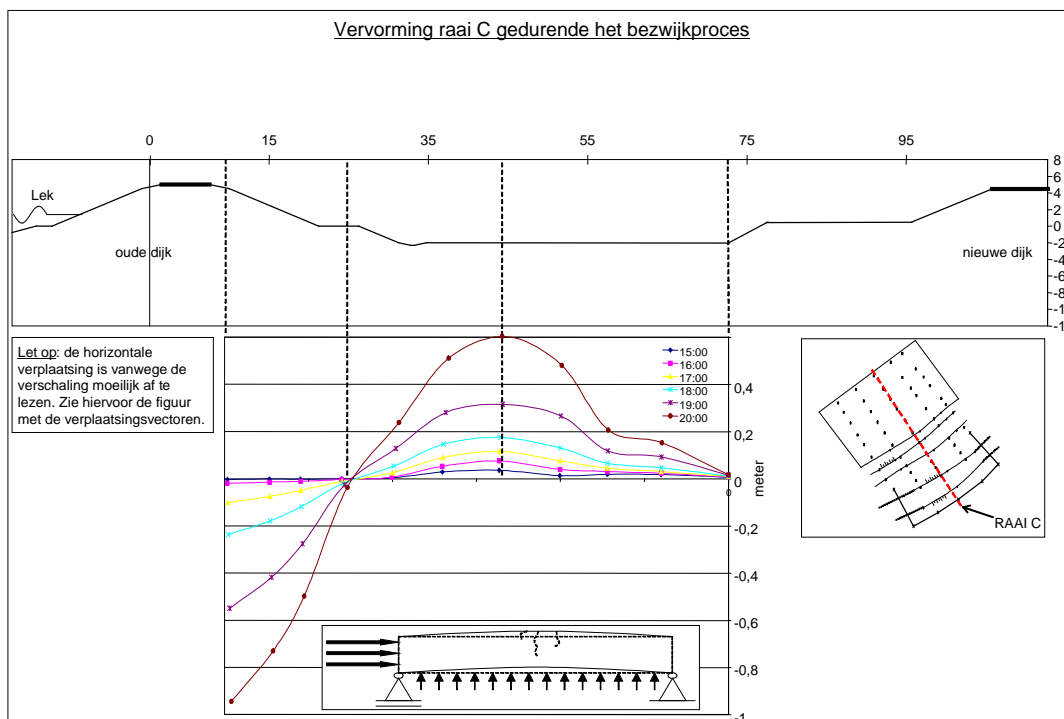
In figuur 5.3 zijn de stijghoogtes in het Pleistoceen in de dwarsraai midden in het proefvak voor de novemberproef weergegeven gecombineerd met de waterstand op de rivier en het infiltratiedebiet. De plaats van de dwarsraai komt ongeveer overeen met de locatie waar de maximale uitwijking van het maaiveld optrad (figuur 5.4 en hierna paragraaf 5.5.2). De druk is dwars over het vak redelijk gelijkmatig verdeeld: NAP +2,20 m +/-10%. Het effect van het wegvallen van de bronnen aan de oostzijde is slechts beperkt. Uit de figuur is verder af te lezen dat de drukken in het Pleistoceen ook gedurende laagwater in stand bleven. Ook is te zien dat de rivierhoogwaters tijdens de laatste twee infiltratiestappen relatief hoog zijn geweest. Paragraaf 5.3 gaat verder in op de stijghoogtes in het Pleistoceen.

#### *Over-all beeld verplaatsing*

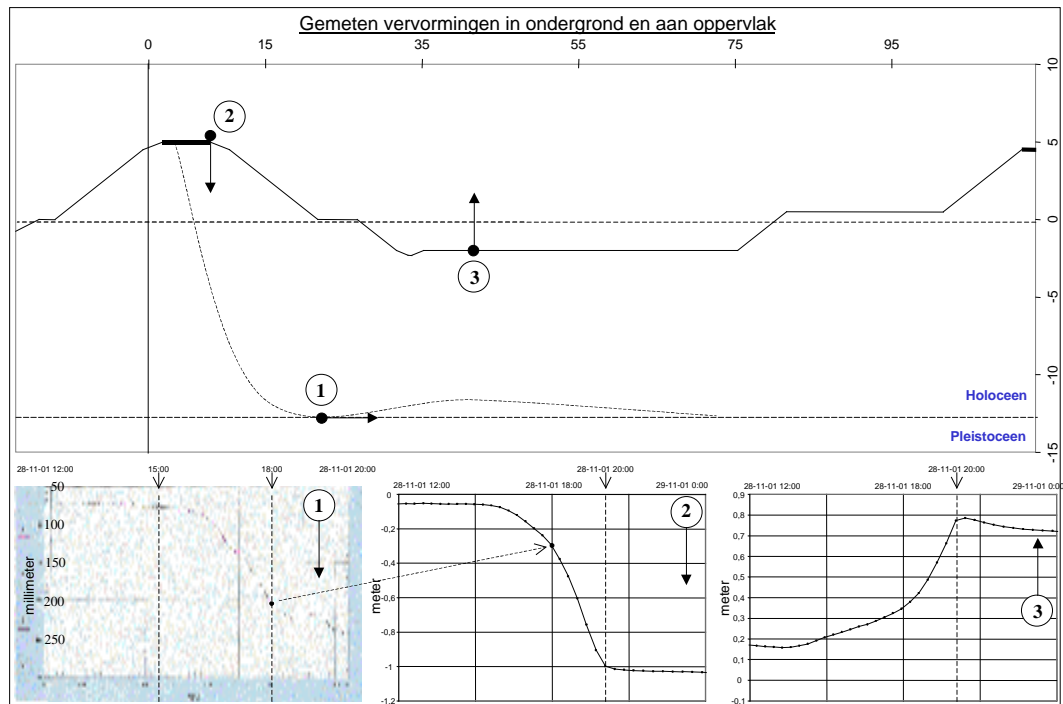
28 november om 15:30 uur ( $t=3450$  minuten t.o.v. 26/11 6:00 uur) wordt gezien als het startmoment van de afschuiving. Vanaf dit tijdstip zakt de kruin van de dijk ongeveer een meter gedurende 5 uur. Paragraaf 5.5 gaat in detail in op de gemeten verplaatsingen. Figuur 5.5 toont het overall beeld van de verplaatsingen in combinatie met het diepe glijdvlak.



Figuur 5.3 Drukken in dwarsraai, rivierwaterstand en infiltratiedebiet tijdens oprijfproef 26 november 06:00 uur tot 29 november 06:00 uur Aanduiding waterspanningsmeters W2, E1 en Y5 voor VWW2, VWE1 en VWY5



Figuur 5.4 Vervorming raai C gedurende het bezwijkproces.



Figuur 5.5 Gemeten vervormingen in ondergrond en aan oppervlak.

### *Effectiviteit infiltratie*

De benodigde capaciteit van het infiltratiesysteem was sterk afhankelijk van de waterstand op de rivier. Hoe hoger de rivierwaterstand, des te lager is het verlies van infiltratiewater naar de rivier. Tabel 5.1 geeft de vooraf berekende waarden voor het benodigde infiltratiedebiet.

Tabel 5.1: Benodigde debiet (verwachting) voor een stijghoogte van NAP +2,00 m t.p.v. waterspanningsmeter VWE1

Rivier waterstand	NAP -0,20 m	NAP +0,25 m	NAP +1,25 m
Infiltratiedebiet (m <sup>3</sup> /uur)	1200	1000	600

Gedurende de proef was de waterstand op de rivier relatief hoog. Het getij fluctueerde tussen NAP + 0m (LW) en NAP+1,5 m (HW). Uit een vergelijking van de tabel met figuur 5.3 blijkt dat de druk in het achterland minder afhankelijk reageerde op de rivierwaterstand dan vooraf verwacht werd. Daarnaast was ook het effect van het debiet op de drukopbouw in het achterland hoger dan verwacht.

De ontwerpcapaciteit bedroeg per bron maximaal 150 m<sup>3</sup>/uur bij een opvoerhoogte van NAP +7m (2 meter boven de kruin). Het maximum tijdens de proef was 180 tot 200 m<sup>3</sup>/uur bij een overdruk van NAP +9m. Achterloopsheid ter plaatse van de infiltratieputten werd bij deze overdruk niet waargenomen.

Door de grote bandbreedte van het infiltratiedebiet moest over het verdeelstuk voor de bronnen veel druk worden gesmoord. Van de hierdoor gegenereerde cavitatie heeft het infiltratiesysteem geen hinder gehad.

#### *Ervaringen en leerpunten*

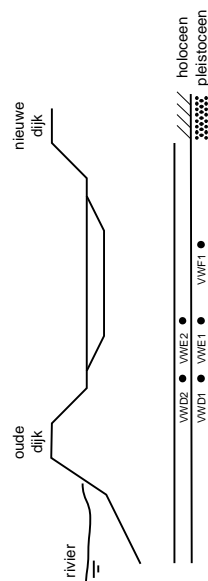
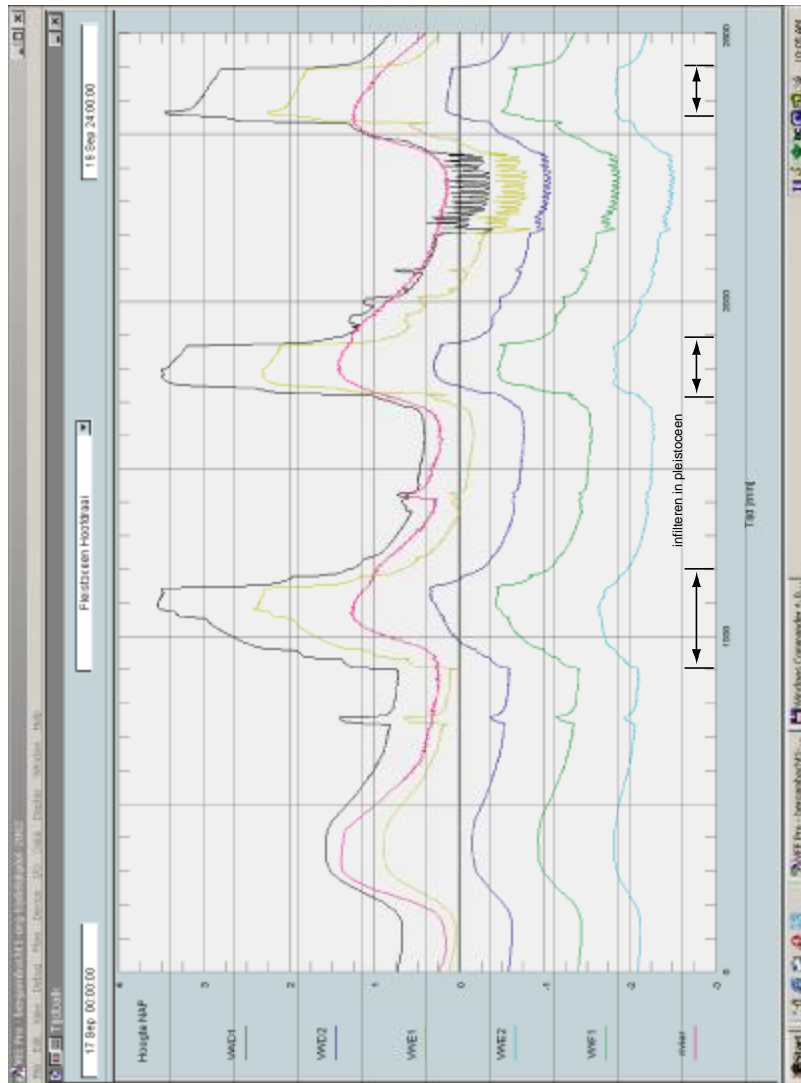
Het voortraject en de uitvoering van de praktijkproef heeft een aantal belangrijke ervaringen en leerpunten opgeleverd. Genoemd worden

- Formuleer vooraf een duidelijke doelstelling en één of meerdere onderzoekshypothesen (of ‘streefconclusies’). De haalbaarheid dient goed te worden doordacht tot en met het eindpunt van het project, te weten de meerwaarde en praktische bruikbaarheid voor de adviespraktijk;
- Het in een vroeg stadium in een snelle slag ontwerpen en doordenken van een integrale proefopzet, inclusief uitvoering. In tegenstelling tot een stapsgewijs ontwerp. Het doel hiervan is het doorlopen van het gehele ontwerpproces en het neer zetten van een referentiesituatie. Dit is o.a. van belang voor de vergunningaanvraag en een kostenoptimalisatie van het ontwerp;
- Vervolgens het ontwerp stapsgewijs uitvoeren met oog voor de praktische uitvoerbaarheid. Van belang is hierbij dat prioritering wordt aangegeven in relatie tot importantie en tot de planning. De mate van detail bij de uitwerking van de diverse stappen dient in goede balans te zijn;
- Een duidelijke planning, met het juiste detailniveau en duidelijke dead-lines en beslispunten en –momenten;
- Het aanwijzen binnen het meetprogramma van de cruciale meetinstrumenten (o.a. ter beheersing van de risico’s)
- Evenwicht tussen high-tech en eenvoudige praktische meetmethoden (niveau meetlint en avegaar);
- Uitvoeren van een proef met grote, robuuste stappen. Uiteindelijk is de dijk over een hoogte van 18 meter en een breedte van 100m afgegleden. De schaalgrootte bij het ontwerp moet derhalve navenant zijn;
- Een stapsgewijze uitvoering, zodat ervaring kan worden opgebouwd. Het uitvoeren van een proef stimuleert de projectorganisatie;
- De landmeetkundige werkzaamheden (zowel inmeten als beheren) vroegtijdig structureren en ook flexibiliseren;
- Het ingenieursbureau van de aannemer laten meedenken over bepaalde onderdelen van de uitvoering verhoogt de efficiency.

### **5.3 Stijghoogten in het pleistoceen**

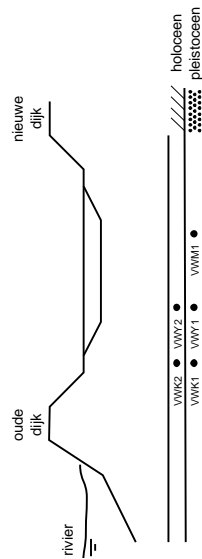
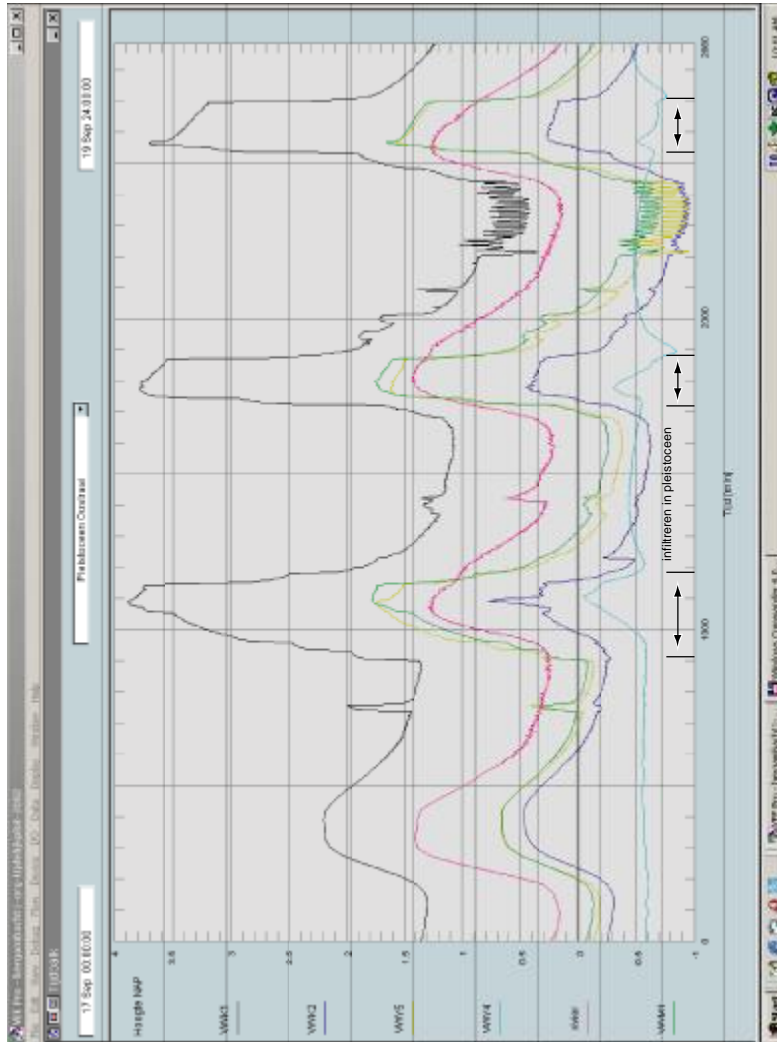
#### *Opdrijfproef 17 en 18 september 2001*

In figuur 5.6 is de gemeten stijghoogte in het Pleistoceen in de hoofdraai (zie figuur 5.2) weergegeven als functie van de tijd. De drie perioden rond het tijdstip van hoogwater in de rivier waarin water werd geïnfiltrerd zijn aangegeven. De maximale stijghoogte trad op rond het eerste hoogwater op 17 september om 18.30 uur. De iets lagere maxima tijdens de twee latere hoogwaters zijn het gevolg van het verstopen van twee van de vier infiltratieputten. Dit is duidelijker te zien in figuur 5.7 voor de oostraai vanwege het feit dat deze raai dichtbij één van de defecte putten was gelegen. Het effect van de infiltratie komt ook naar voren in het gemeten verloop van de verplaatsingen in de ondergrond en aan het maaiveld (zie hierna paragraaf 5.5)



Figuur 5.6 Opdrijfproef 17 en 18 september. Stijghoogte in pleistoceen, hoofdraai.



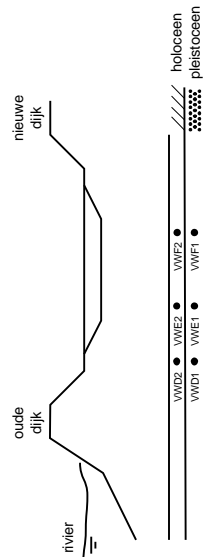
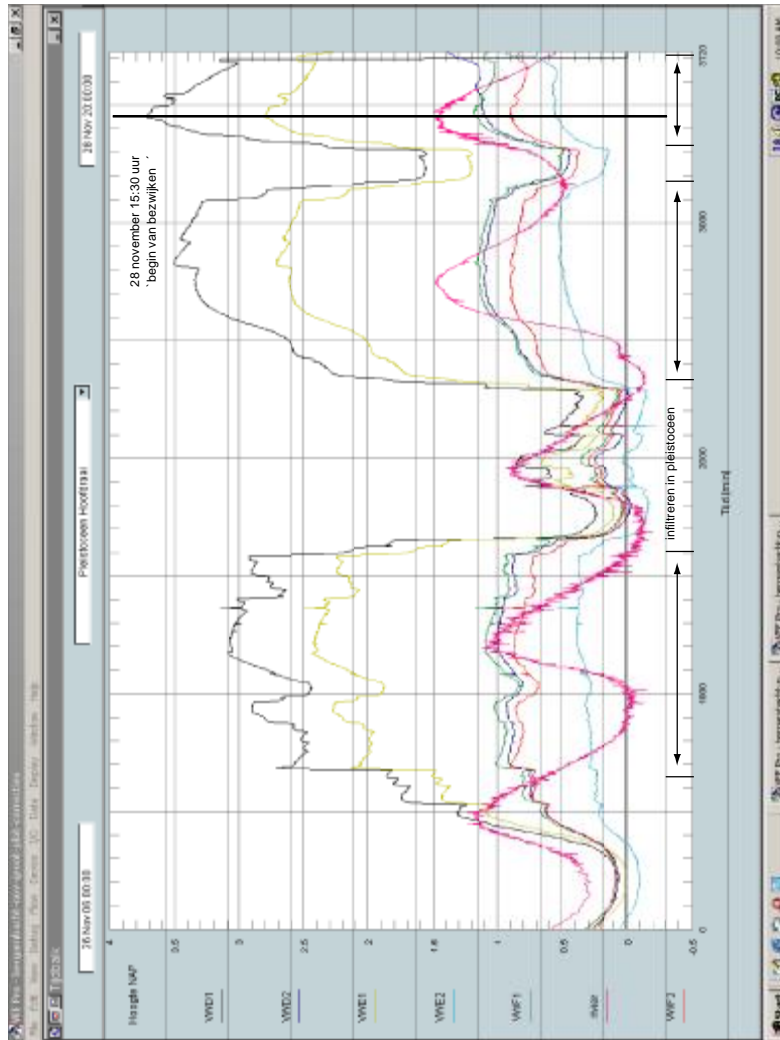


Figuur 5.7 Opdrijfproef 17 en 18 september. Stijghoogte in pleistoceen, oostraai. *Opdrijfproef 26 tot 28 november 2001*

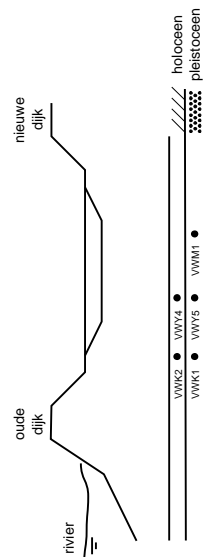
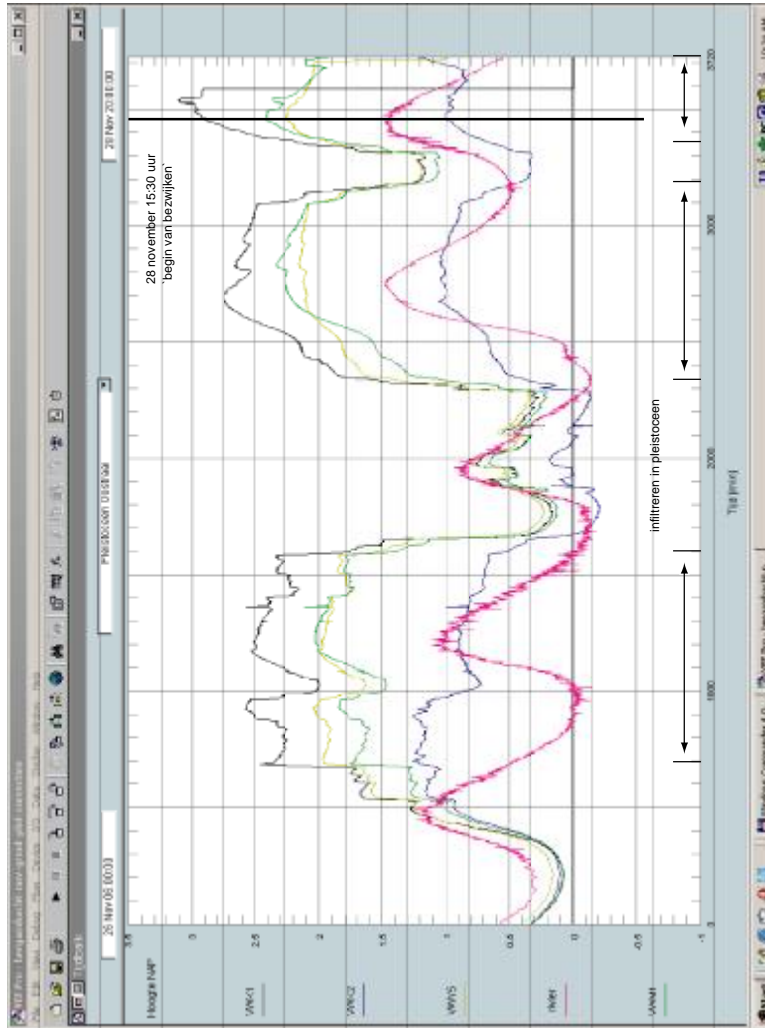
De figuren 5.8, 5.9 en 5.10 geven het verloop van de stijghoogte in het Pleistoceen weer als functie van de tijd in respectievelijk de hoofdraai, oostraai en westraai. Duidelijk zijn de drie afzonderlijke infiltratieperioden (infiltratiestappen) te zien. Hoewel het de bedoeling was gedurende meerdere etmalen onafgebroken te infiltreren (met stapsgewijs opvoeren van debiet en stijghoogte) bleek het noodzakelijk om enkele onderbrekingen in te lassen. Tussen de eerste en tweede periode is gepoogd de defecte infiltratieputten 8, 9 en 3 te herstellen. Na afloop van de tweede periode werd het infiltratiedebiet gedurende korte tijd gereduceerd om het door kwel ondergelopen achterland leeg te pompen.

De figuren tonen de hogere maximale stijghoogte tijdens de opeenvolgende perioden in alle drie de meetraaien. Alleen in de westraai wijken de waterspanningsmeters VWW1 en VWW2 hiervan af. Dit zou erop kunnen wijzen dat in deze raai reeds tijdens de eerste infiltratieperiode sprake was van opdrijven. De hogere stijghoogte tijdens de tweede periode heeft niet geleid tot grotere verplaatsingen in de ondergrond (zie ook figuur 5.18 in paragraaf 5.5.1). Waarschijnlijk is dit veroorzaakt door het vele water dat zich in het achterland verzamelde als gevolg van kwel.

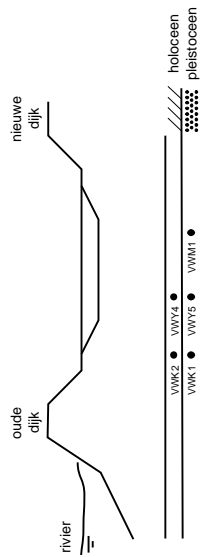
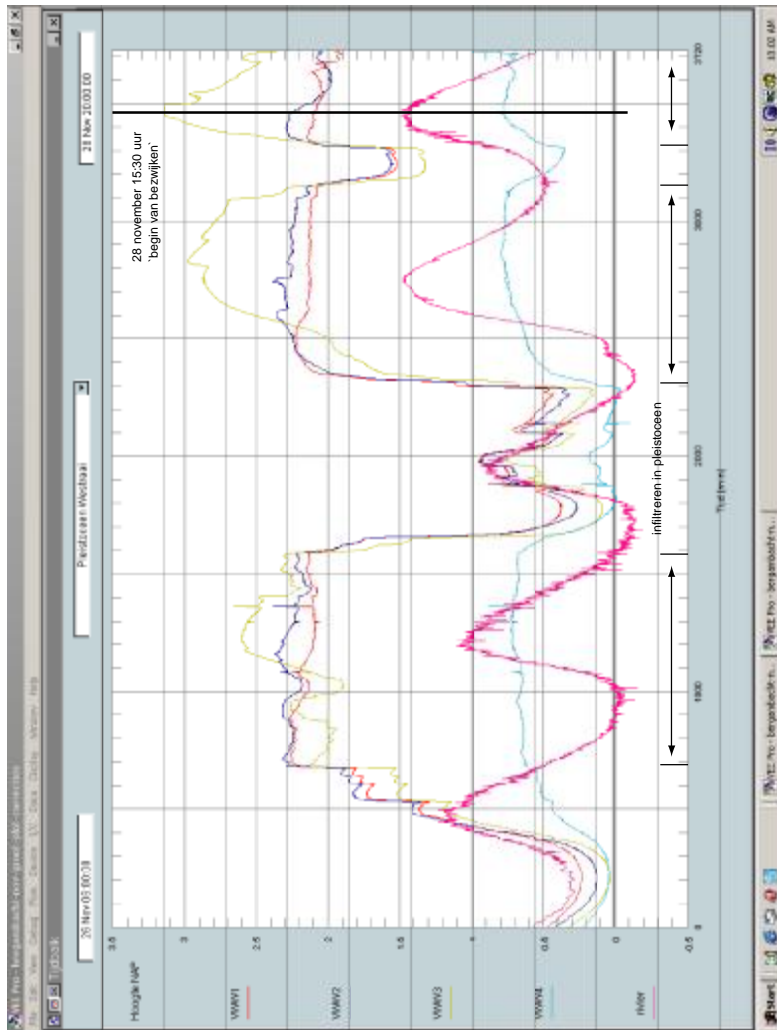
De gemeten stijghoogten in figuren 5.8 tot en met 5.10 vertegenwoordigen de hydraulische randvoorwaarden in het Pleistoceen in relatie tot het opdrijfmechanisme. Deze stijghoogten zijn van groot belang voor de analyse van de resultaten (zoals de opdrukveiligheid) welke in hoofdstuk 6 wordt beschreven.



Figuur 5.8 Opdrijfproef 26 tot en 28 september. Stijghoogte in pleistoceen, hoofdgraai.



Figuur 5.9 Opdrijfproef 26 tot en met 28 september. Stijghoogte in pleistoceen, oostraai.



Figuur 5.10 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Stijghoogte in pleistoceen, westraai.

#### 5.4 Waterspanningen Holoceen

Er wordt onderscheid gemaakt in gemeten waterspanning in het dijklichaam en in het achterland. De waterspanning in het dijklichaam laat zien of de dijk verzadigd is en het levert inzicht in het niveau van de freatische lijn en welke waterspanningen daarbij horen. In het achterland geeft de waterspanning een indicatie van de mate waarin de overdruk in het Pleistoceen doordringt in het Holoceen of dat de invloed vanuit het maaiveld dominant is. Zowel in de dijk als in het holocene achterland geeft de respons van de waterspanning tijdens de oprijfproeven inzicht in het mechanisme en in het bezwijkproces zelf.

Vervolgens is aandacht geschonken aan de gemeten waterspanning in de tussenzandlaag. De respons in deze zandige laag in het achterland boven het basisveen (beneden NAP – 10.50m) is van belang omdat stijghoogtetoeename in deze laag als gevolg van het infiltreren aanleiding kan zijn voor het optreden van een hoger gelegen glijvlak.

##### *Waterspanning voorafgaand aan oprijfproef in november*

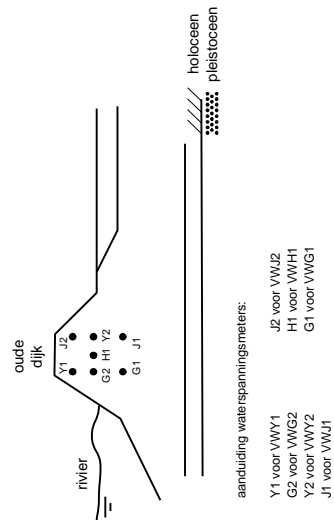
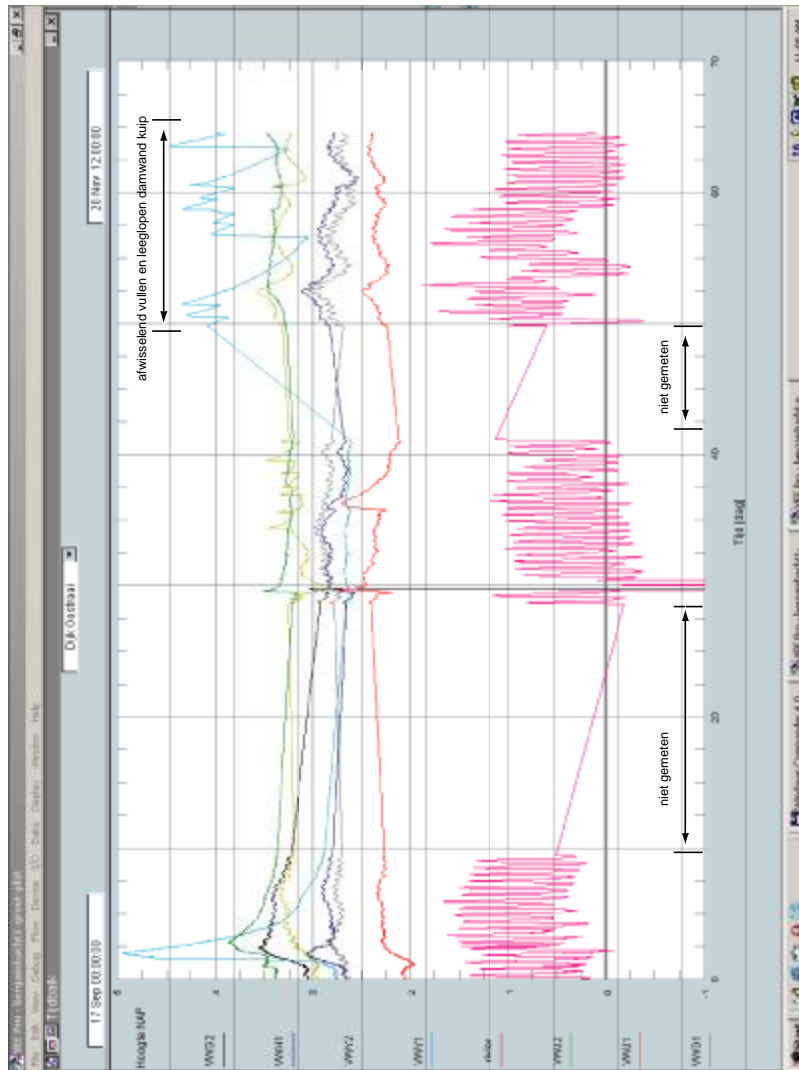
In de weken voorafgaand aan de novemberproef is de damwandkuip met water gevuld. Met de in deze periode geregistreerde waterspanning kan de respons van de dijk worden afgeleid. Het bleek dat alleen de opnemers in de “zandmuts” boven NAP + 3,00 m reageerden op vullen en leeglopen van de damwandkuip. Daarbij volgt opnemer Y1 zeer snel (oosraai, dicht onder buitentalud, figuur 5.11). De andere opnemers op NAP + 3,00 m volgen daarentegen zeer gedempt en traag. De waterspanningsmeters in de dijk kern (niveau opnemers beneden NAP – 0,50 m) blijken niet te reageren op de waterstand in de damwandkuip. De meeste tonen in sterk gedempte mate de variaties in de rivierwaterstand. Figuur 5.11 laat zien dat behalve voor de getij-involed dit ook de meerdaagse trend in rivierniveau betreft.

Zowel tijdens beide oprijfproeven als in de tussenliggende periode bedroeg de stijghoogte in de dijk kern tussen NAP + 2,00 m (diepste opnemers NAP – 4,50 m) en NAP + 3,50 m (opnemers NAP – 0,50 m). Dit is aanzienlijk hoger dan de waterstand in de rivier. De hogere stijghoogten kunnen het gevolg zijn van een continue maar langzame voeding vanuit de kruin en taluds (bijv. als gevolg van regen).

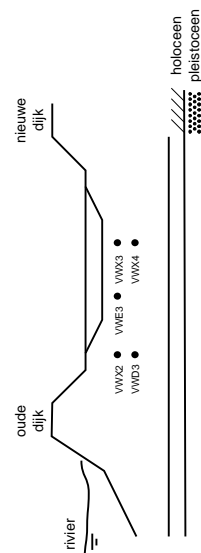
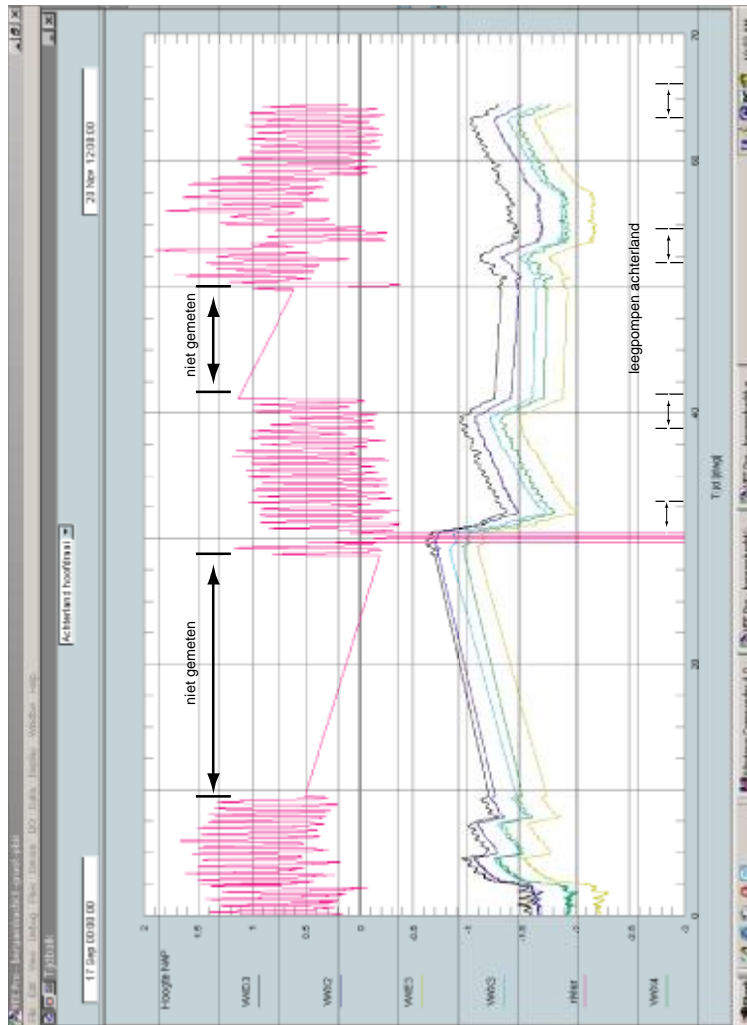
Aan de hand van de registratie voorafgaand aan de novemberproef kan de wijze van beïnvloeding van de waterspanning in het holocene achterland worden afgeleid. Van belang is of de waterspanning van onderaf wordt bepaald door wijziging van de stijghoogte in het Pleistoceen of dat de invloed vooral van bovenaf komt door een stijging of daling van de freatische lijn in het achterland of door een verandering van het waterniveau in het geval dat het achterland onder water staat. Verandering veroorzaakt vanuit het Pleistoceen of door wijziging van de freatische lijn betekent consolidatie (ofwel: zetting of zwel). Hiervoor is tijd vereist. Is de verandering in waterspanning in het Holoceen het gevolg van een hogere of lagere waterstand boven het maaiveld dan is geen consolidatie vereist en kan de verandering direct plaatsvinden.

De waterspanningsregistratie tussen 15 oktober en 20 november in figuur 5.12 toont dat het wegpompen van het water op het achterland (en langzaam stijgen van het waterniveau in het achterland) een dominante invloed heeft op de waterspanning tussen NAP – 4,00 m en NAP – 7,00 m. Deze waterspanning neemt direct af vanaf het moment dat de pomp in het achterland wordt aangezet. De opnemers op NAP – 6,00 en -7.00 m geven tevens een sterk gedempte reactie op het getij. Echter op deze niveaus wordt de meerdaagse trend in het getij niet gevolgd. Hieruit wordt geconcludeerd dat de bovenste 5 meter van het (afgegraven) achterland tijdens de oprijfproeven niet is beïnvloed door de infiltratie in het Pleistoceen. Rijzing van het achterland tijdens de proeven kan niet veroorzaakt zijn door zwel in deze bovenste 5 m.





Figuur 5.11 Periode tussen oprijfproeven september en november. Stijghoogte in dijk, oostraai



Figuur 5.12 Periode 17 september tot en met 20 november (tussen oprijfproeven). Stijghoogte in achterland – holocene (hoofdraai).

#### *Opdrijfproef 17 en 18 september 2001*

Tijdens de eerste twee infiltratieperioden van de septemberproef was de damwandkuip niet gevuld. Ongeveer 6 uur voorafgaand aan de derde infiltratiefase (18 september) is het niveau in de kuip verhoogd tot ongeveer NAP + 5,00 m om het freatisch vlak en de waterspanning in de dijk te verhogen. Dit bleek alleen effectief te zijn in de “zandmuts” (het doorlatende gedeelte van de dijk boven ongeveer NAP + 3,00 m). De waterspanningsmeters op niveau NAP – 0,50 m en lager reageerden niet of nauwelijks. Bij de septemberproef trad in totaal minder dan 0,05 m horizontale verplaatsing op ter hoogte van de overgang Holoceen – Pleistoceen (gedefinieerd als “begin van beweging”). Zowel in de dijk als in het achterland toonden de waterspanningsmeters geen significante respons op deze relatief kleine verplaatsing.

#### *Opdrijfproef 26 tot 28 november 2001*

In het algemeen veranderde de waterspanning in het dijklichaam tijdens de proefperiode van maandag 26 november 06.00 uur tot woensdag 28 november ongeveer 15.30 uur weinig (figuren 5.13 en 5.14). Vanaf het tijdstip (van begin) van bezwijken om 15.30 uur geven de meeste waterspanningsmeters in de dijk echter een grote verandering te zien. In het algemeen betreft het een afname in stijghoogte van 0,5 tot bijna 2m (onderspanning). De opnemers in de oostraai reageren eerder dan die in de hoofdraai. De volgende opnemers vertonen de grootste afname in waterspanning:

VWH1 (oostraai, niveau NAP – 0,50 m, midden onder de kruin)

VWJ1 (oostraai, niveau NAP – 4,50 m, onder binnenkruinlijn)

VWB1 (hoofdraai, niveau NAP – 0,50 m midden onder de kruin)

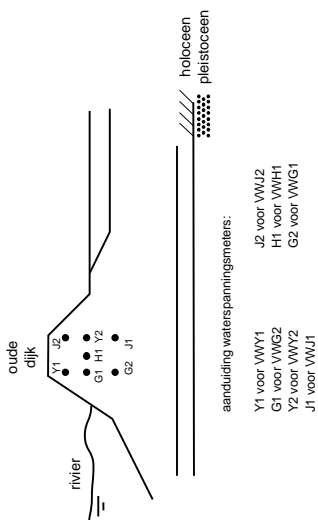
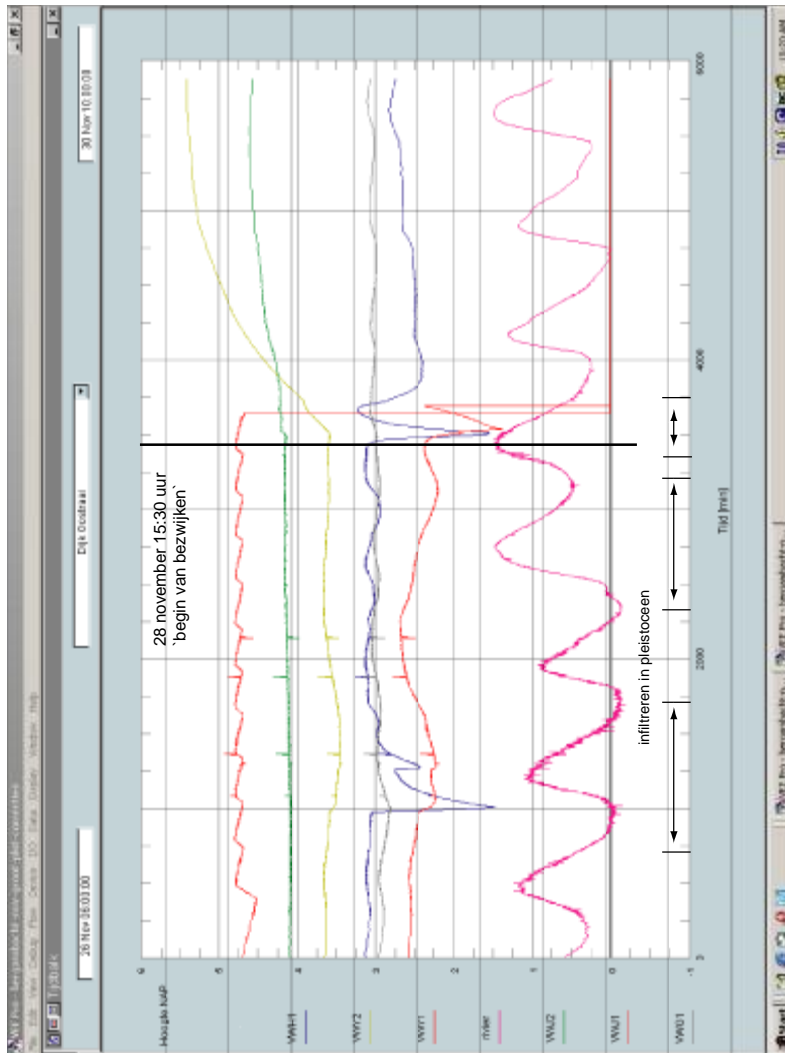
Waarschijnlijk wijst dit op de aanwezigheid van het glijvlak in de directe omgeving van deze opnemers of op het ontstaan van het glijvlak.

Een tweede belangrijke verandering in de waterspanning trad op tijdens de eerste infiltratie op maandag 26 november om ongeveer 22.30 uur in de oostraai (figuur 5.13). De eerder genoemde opnemer VWH1 gaf een plotselinge afname van meer dan 1,50 m in stijghoogte te zien. Hoewel in veel mindere mate vertoonde ook VWJ1 een soortgelijke reactie. Op ongeveer hetzelfde tijdstip raakten beide infiltratieputten 8 en 9 aan de oostzijde buiten de damwandkuip defect. Deze combinatie zou erop kunnen wijzen dat er zich omstreeks 22.30 uur aan de oostzijde een glijvlak in de dijk ontwikkelde. Dit glijvlak manifesteerde zich evenwel niet in een verplaatsing onder de binnentoe van de dijk (hellingmeetbuis HMBR, zie hierna paragraaf 5.5.1).

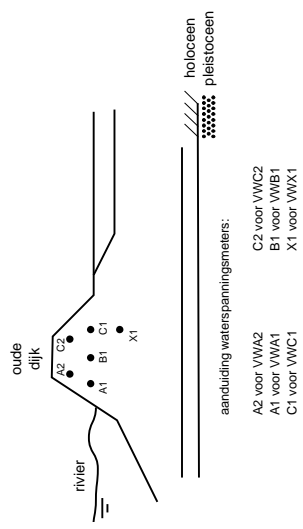
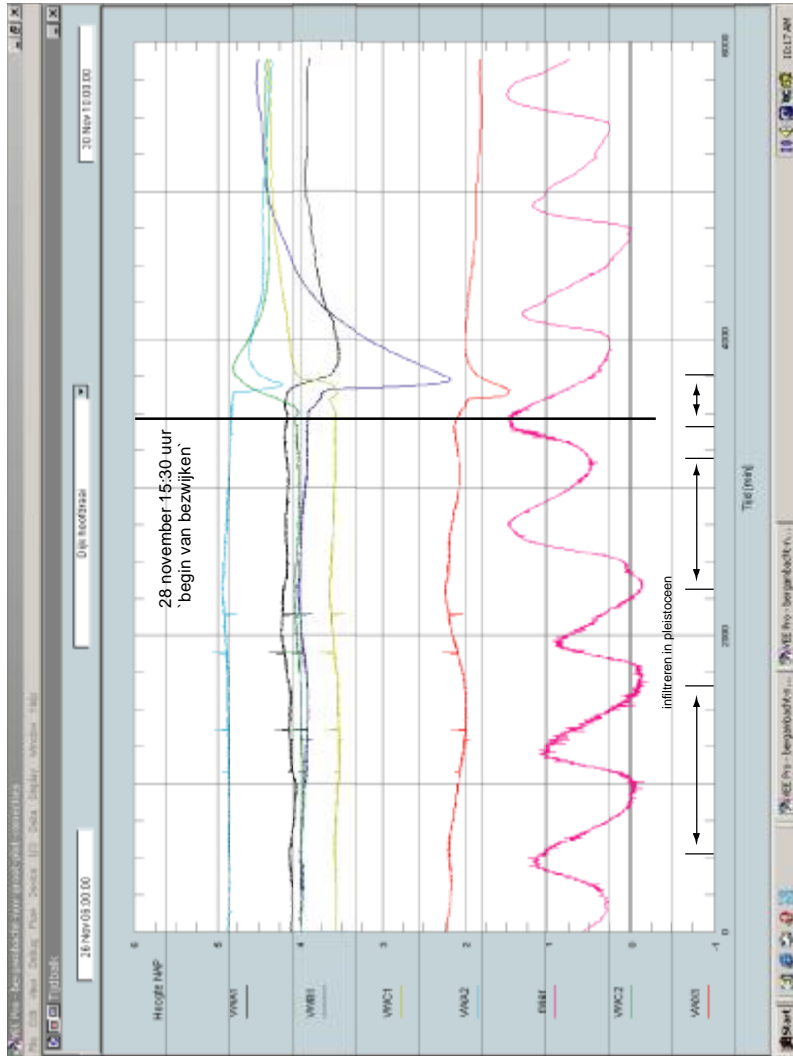
Figuur 5.15 geeft de gemeten waterspanning in het holocene achterland als functie van de tijd weer. Alle opnemers tussen NAP – 4,00 en NAP – 7,00 m laten zien dat de waterspanning stijgt tijdens infiltreren. Hiervoor is op basis van de analyse van de periode voorafgaand aan de novemberproef geconcludeerd dat deze opnemers vooral reageren op veranderingen aan het maaiveld. Omdat het waterniveau op het maaiveld steeg als gevolg van kwel tijdens het infiltreren bij de novemberproef wordt verondersteld dat de waterspanningsvariaties tot NAP – 7,00 m in het achterland van bovenaf worden opgewekt. Het waterspanningsverloop voor opnemer VWK3 (oostraai onder de dijk, NAP – 7,00 m) vormt hierop een uitzondering, vanwege snellere stijging gevolgd door een periode met constante waterspanning. Dit kan erop wijzen dat hier wel een invloed vanuit het Pleistoceen merkbaar is.

De waterspanning dieper in het Holoceen wordt wel vanuit het Pleistoceen beïnvloed. Als voorbeeld figuur 5.8 voor de hoofdraai. De opnemers VWD2, VWE2 en VWF2 bevinden zich in een tussenzandlaag boven het basisveen. Hoewel sterk gedempt is in het verloop duidelijk de invloed van getij en het infiltreren te zien.

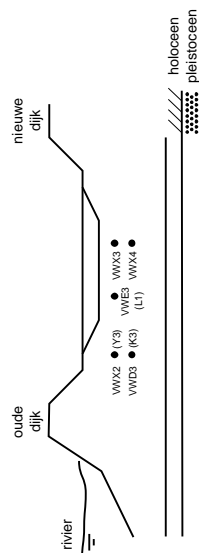
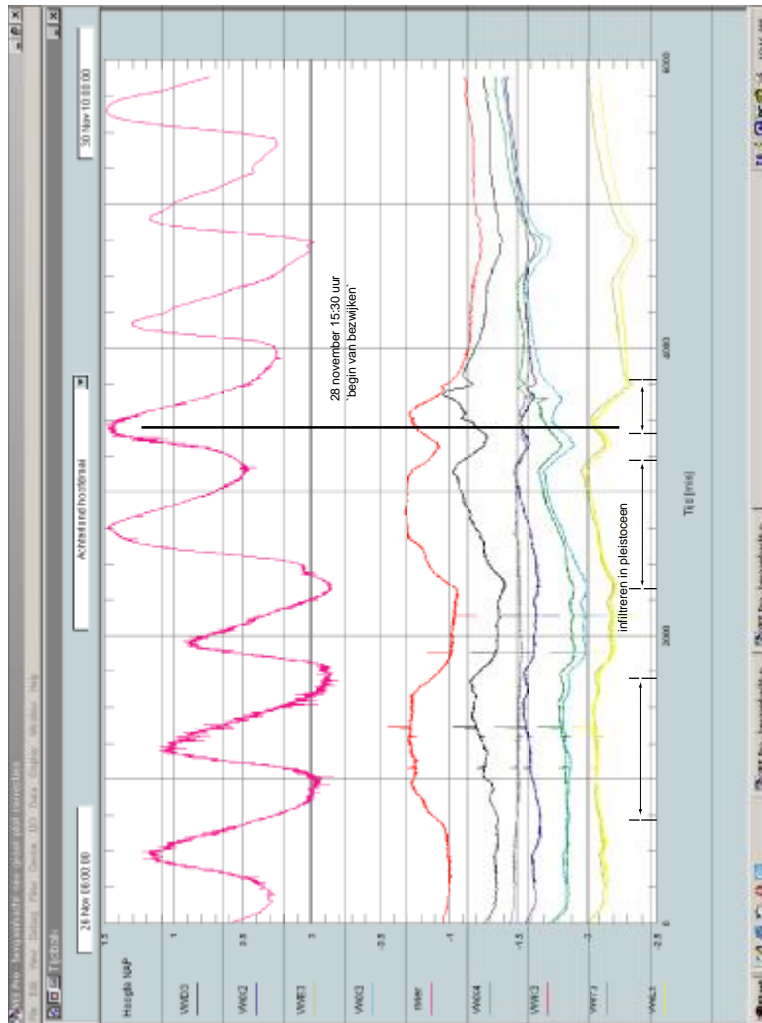
De waterspanning in het achterland laat geen duidelijke veranderingen zien die in verband moeten worden gebracht met het bezwijken van de dijk op 28 november (figuur 5.15). De veranderingen treden pas op na het tijdstip van 15.30 uur en zullen zijn beïnvloed door de grote verticale verplaatsingen van het achterland na dit tijdstip.



Figuur 5.13 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Stijghoogte in dijk, oostraai.



Figuur 5.14 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Stijghoogte in dijk, hoofdraai.



Figuur 5.15 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Stijghoogte in achterland / holocene, hoofdraai. (K3, Y4 en L1 in oostraai)

### *Invloed van getij en infiltreren in de tussenzandlaag*

De registraties van de waterspanningsmeters in de laag boven het basisveen (niveau NAP – 11.00m) in de periode dat niet werd geïnfiltrerd, laten zien dat deze waterspanningsmeters het getij volgen. De amplitude is sterk gedempd en bovendien verschillend per opnemer en bedraagt 10 á 50% van de amplitude van het getij op de rivier. Uitgedrukt in de eronder in het Pleistoceen gemeten amplituden (niveau NAP – 13.50m) bedraagt die in de tussenzandlaag tussen 20 en bijna 80%. De getijrespons in de tussenzandlaag kan in het algemeen veroorzaakt worden door het in directe verbinding staan van deze laag met de rivierbodem en/of door (indirecte) beïnvloeding vanuit het onderliggende Pleistoceen.

Tijdens de opdrijfproef worden de stijghoogtevariaties in de tussenzandlaag behalve door het getij ook beïnvloedt door het infiltreren in het Pleistoceen. Indien de getij-invloed globaal wordt geëlimineerd (uitgaande van de hiervoor vermelde respons op alleen getij), blijkt dat de stijghoogtetoeename in de tussenzandlaag tussen 10 en 70% bedraagt van die in het Pleistoceen. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de respons in de tussenzandlaag op het getij op indirecte wijze vanuit het Pleistoceen wordt veroorzaakt. De grote verschillen in stijghoogtevariatie ten opzichte van die in het pleistoceen wijzen op plaatselijk lagere hydraulische weerstand of wellicht het lokaal ontbreken van het basisveen. Hierbij kan nog opgemerkt worden dat de respons van de waterspanningsmeters in de tussenzandlaag onder de teen van de dijk relatief het grootst is (VWK2 en VWD2 in respectievelijk de oostraai en hoofdraai).

## **5.5 Verplaatsingen**

Onderscheid wordt gemaakt in verplaatsingen in de ondergrond en aan het maaiveld. De combinatie van deze metingen leidt tot een overall verplaatsingsbeeld.

### **5.5.1 Verplaatsingen in ondergrond**

De horizontale verplaatsing in de ondergrond is afgeleid uit de registratie van in totaal 24 inclinometers, aangebracht in drie hellingmeetbuizen. De locaties van de hellingmeetbuizen zijn de binnenteen van de dijk zowel in de west- als oostraai (resp. HBM6 en HBMR) en in de kruin van de dijk (HBM4) in de westraai (zie figuur 5.2). In de buizen bedraagt de verticale afstand tussen de inclinometers 2m. Hellingmeetbuis HBMR is begin november geïnstalleerd ten behoeve van de opdrijfproef in november. Aan de westzijde zijn 4 extensiometers op onderlinge afstand van 2m in een buis in de kruin van de dijk aangebracht, waarmee de verticale verplaatsing wordt gemeten. Tenslotte zijn 9 zogenaamde breekstukken op verschillende plaatsen in de dijk en het achterland geplaatst met de bedoeling de diepte van het glijvlak te kunnen traceren.

#### *Opdrijfproef 17 en 18 september 2001*

Tijdens de septemberproef is tijdens 3 opeenvolgende hoogwaters de stijghoogte in het Pleistoceen door infiltreren verhoogd. De duur van de infiltratie bedroeg hierbij steeds enkele uren. Tijdens alle drie de perioden werd een horizontale verplaatsing gemeten in de westraai onder de teen van de dijk op een diepte van ongeveer NAP –12,00m (niveau overgang Holoceen – Pleistoceen). In figuur 5.16 is dit te zien in de registratie van inclinometer 6 van hellingmeetbuis HBM6. Tijdens de drie infiltratieperioden trad achtereenvolgens 15, 6 en 3 mm verplaatsing richting nieuwe dijk op. Deze trend is het gevolg van een afnemende belasting in het Pleistoceen tijdens de tweede en derde periode vanwege het verstoppen van de filters van 2 van de 4 infiltratieputten. De kleine verplaatsing van totaal ongeveer 25 mm die als “begin van



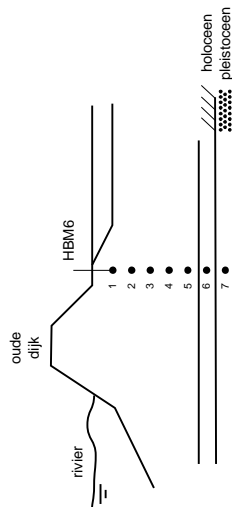
beweging” is gekarakteriseerd, heeft als basis gediend voor het definiëren van het verwachte gedrag bij de tweede opdrijfproef in november (zie paragraaf 4.3.4). Figuur 5.16 toont dat de hoger gelegen inclinometers (aangegeven met 1 tot en met 5) veel minder reageerden. Opvallend is dat de richting van de verplaatsing tegengesteld is aan die van inclinometer 6 en dat die tegengestelde beweging later weer grotendeels wordt tenietgedaan. Opgemerkt wordt dat figuur 5.16 relatieve verplaatsingen weergeeft. Aannemende dat geen verplaatsing optreedt in het Pleistoceen levert integratie het absolute verplaatsingsverloop (figuur 5.17). Het verloop van de horizontale verplaatsing met de diepte suggereert het optreden van een (beginnend) glijvlak op ongeveer NAP -12 m diepte en een iets achterblijven op hogere niveaus.

De registraties van de hellingmeetbuis en de extensiometers in de kruin van de dijk tonen een aanzienlijk kleinere verplaatsing tijdens het infiltreren. Wel gaven enkele extensiometers een respons van maximaal 12 mm tijdens het aanbrengen van betonblokken (bovenbelasting) gedurende eb tussen de eerste twee infiltratieperioden.

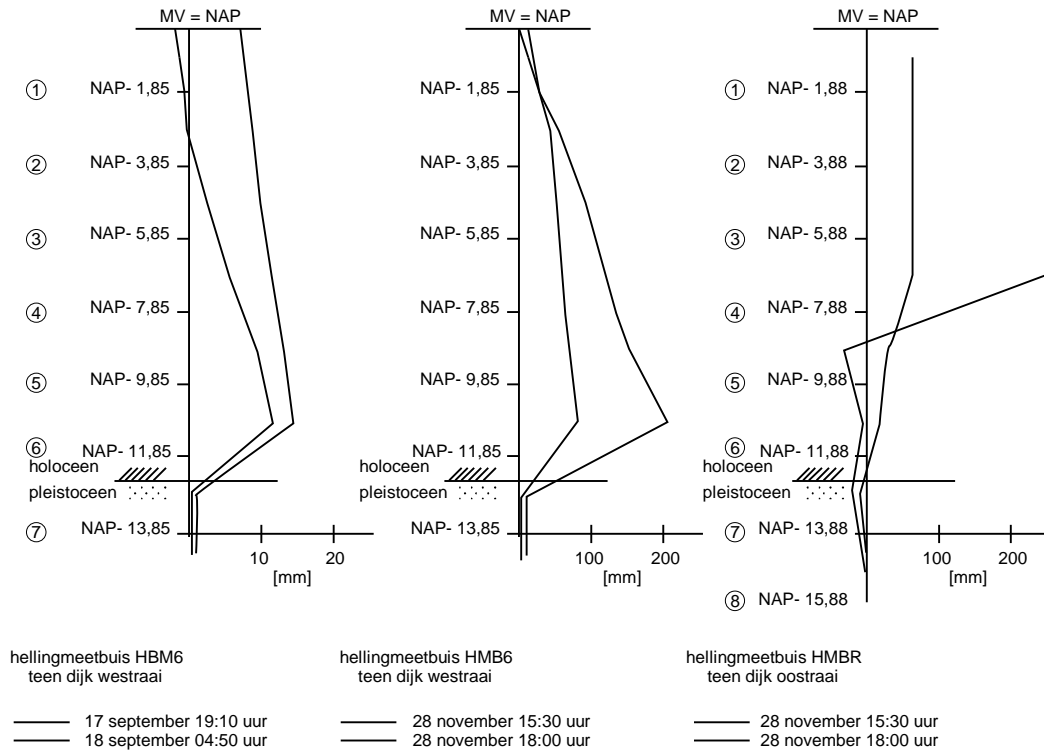
#### *Opdrijfproef 26 tot 28 november 2001*

Figuur 5.18 geeft de gemeten verplaatsing in de hellingmeetbuis HBM6 in de westraai voor de periode 26 november 06.00 uur tot 30 november 10.00 uur. Behalve dat de horizontale verplaatsing aanzienlijk groter is, is te zien dat het verplaatsingspatroon ongeveer identiek is aan dat gemeten tijdens de septemberproef. Inclinometer 6 (overgang Pleistoceen - Holoceen) registreert een toenemende verplaatsing tijdens de drie infiltratieperioden. De bovenliggende inclinometers vertonen een relatieve beweging in de andere richting waaruit een iets achterblijvend Holoceen wordt afgeleid.

Kort na het begin van de derde infiltratie periode trad op 28 november 2001 bezwijken van de dijk op. De horizontale verplaatsing op NAP – 12 m (figuur 5.18, inclinometer 6) neemt sterk toe tot uiteindelijk bijna 0,25 m, hetgeen waarschijnlijk de grens van het meetbereik aangeeft. Ofwel de werkelijke verplaatsing kan veel groter zijn geweest. De tegengestelde reacties van de hogergelegen inclinometers betekent dat de verplaatsing op hogere niveaus achterblijft bij deze horizontale beweging richting nieuwe dijk. In figuur 5.17 is de integratie van de horizontale verplaatsing weergegeven voor 28 november om 15.30 uur en 18.00 uur. Om 15.30 uur (het tijdstip dat als “begin van bezwijken” is gedefinieerd) zijn de verplaatsingen nog beperkt. Om 18.00 uur is de verplaatsing op NAP –12m ongeveer 0,22m waarvan na integratie vrijwel niets resulteert aan het maaiveld. Figuur 5.18 toont dat de (relatieve) verplaatsing in het Holoceen op 28 november tussen 18.00 uur nog toeneemt tot ongeveer 19.40 uur, waarna de beweging stopt bij globaal 0,10m per 2 meter. Indien wordt aangenomen dat het Holoceen niet in absolute zin richting rivier verplaatst, betekent dat er op NAP –12 m in het glijvlak een totale verplaatsing van minimaal 0,60 m opgetreden is. Dit bevestigt dat de onderste inclinometer 6 al eerder aan de grens van het meetbereik is gekomen.



Figuur 5.16 Opdrijfproef 17 en 18 september. Horizontale verplaatsing onder teen dijk, westraai.

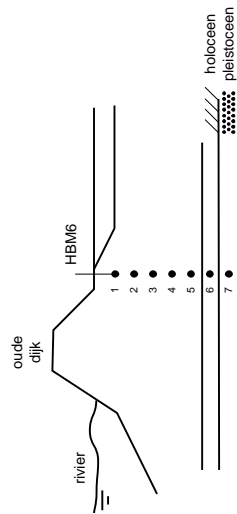
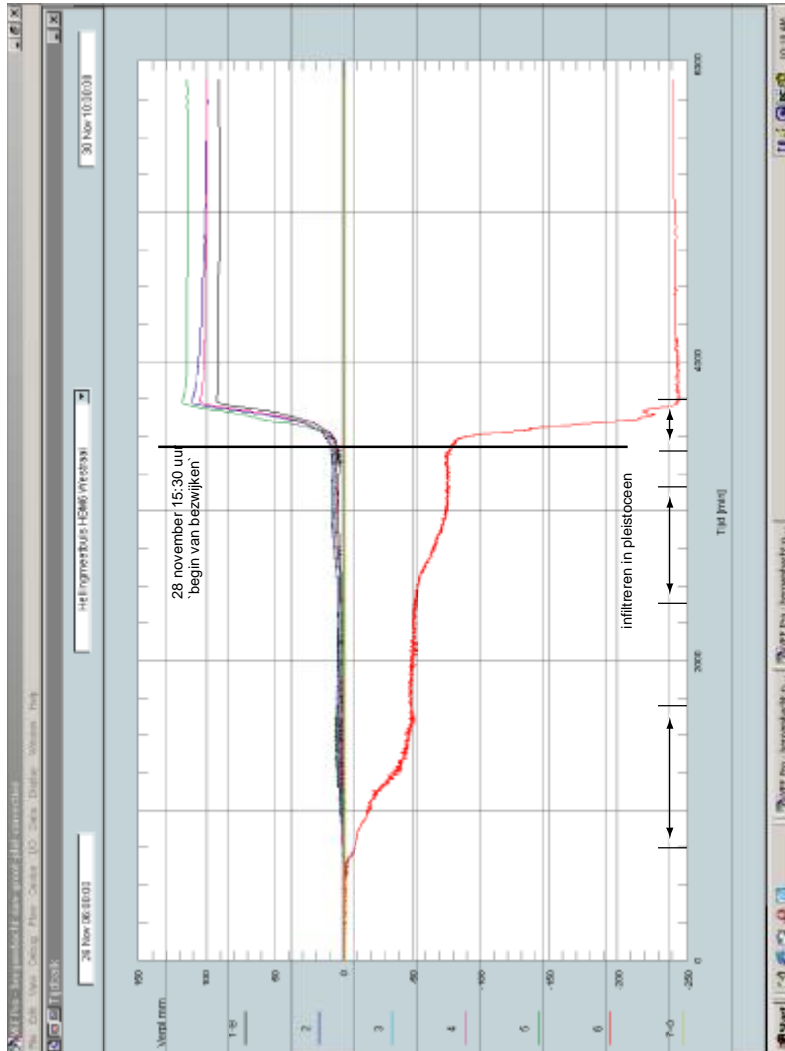


Figuur 5.17 Verloop verplaatsing over de hoogte, teen dijk.

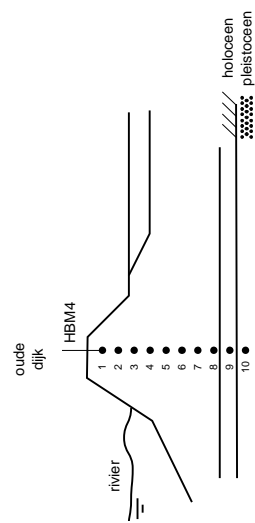
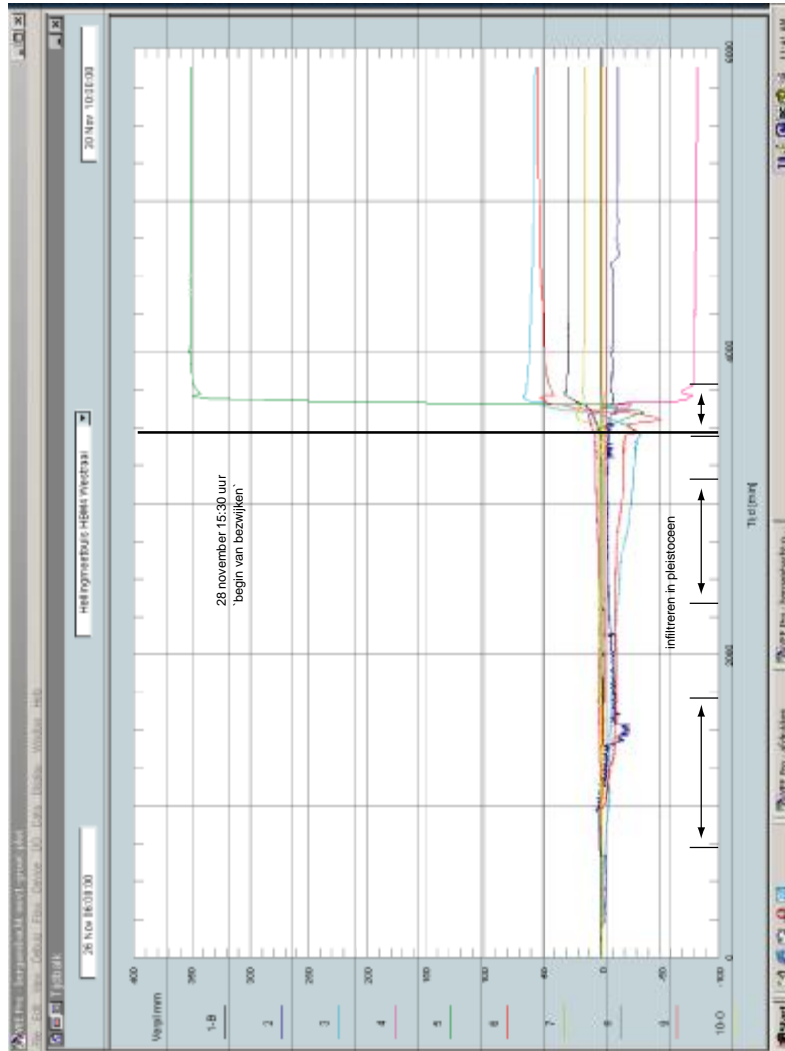
Figuur 5.19 toont de registratie van de horizontale verplaatsing in hellingmeetbuis HBM4 in de kruin van de dijk (eveneens westraai). Tot het tijdstip 15.30 uur op 28 november (“begin van bezwijken”) is de verplaatsing in het algemeen richting nieuwe dijk. Ofschoon aanzienlijk kleiner dan op niveau NAP –12 m onder de teen van de dijk (HBM6, inclinometer 6), worden de grootste verplaatsingen op NAP – 1 m en NAP – 7 m gevonden (inclinometers 3 en 6 in figuur 5.19). Dit suggereert het ontstaan van meerdere beginnende glijvlakken welke door de hellingmeetbuis doorsneden worden.

Vanaf 15.30 uur op 28 november wordt een veel grilliger verplaatsingspatroon gevonden met onder meer een grote verplaatsing tot ongeveer 0,35 m in de richting van de rivier op niveau NAP – 5 m (opnemer 5). Ook de andere inclinometers tonen horizontale verplaatsingen van meerdere cm’s (maximaal ca. 8 cm) afwisselend in beide richtingen. Dit grillige beeld van de horizontale verplaatsing kan globaal worden verklaard onder aanname van meerdere glijvlakken die op verschillende niveaus door de hellingmeetbuis worden doorsneden. Dit is geïllustreerd in figuur 5.20. Omdat een hellingmeetbuis is opgebouwd uit vrij starre elementen van 2 m lengte die scharnierend met elkaar zijn verbonden zal in het algemeen slechts een indicatie van het werkelijke verplaatsingsverloop worden verkregen of worden afgeleid door integratie over de hoogte.

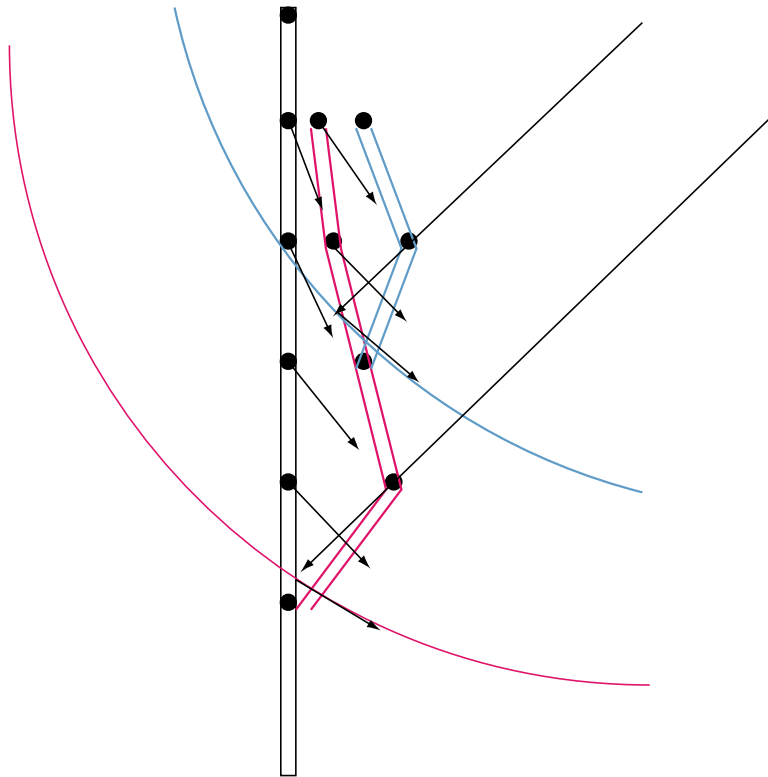
Tijdens de novemberproef werd de horizontale verplaatsing ook in hellingmeetbuis HBMR in de teen van de dijk in de oostraai geregistreerd. Figuur 5.21 laat zien dat ook hier vanaf ongeveer 15.30 uur op 28 november een grillig beeld resulteert dat eveneens lijkt te wijzen op twee glijvlakken. Globaal ontwikkelen deze glijvlakken zich op NAP – 8 m en NAP – 12 m (respectievelijk inclinometers 4 en 6). Het glijvlak op NAP – 8 m treedt gelijktijdig op met het glijvlak op NAP – 12 m in de westraai (zie hiervoor hellingmeetbuis HMB6).



Figuur 5.18 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Horizontale verplaatsing onder teen dijk, westraai.



Figuur 5.19 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Horizontale verplaatsing onder kruin dijk, westraai.

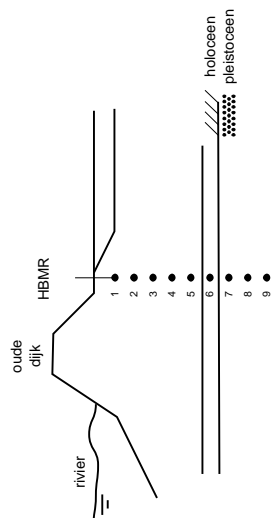
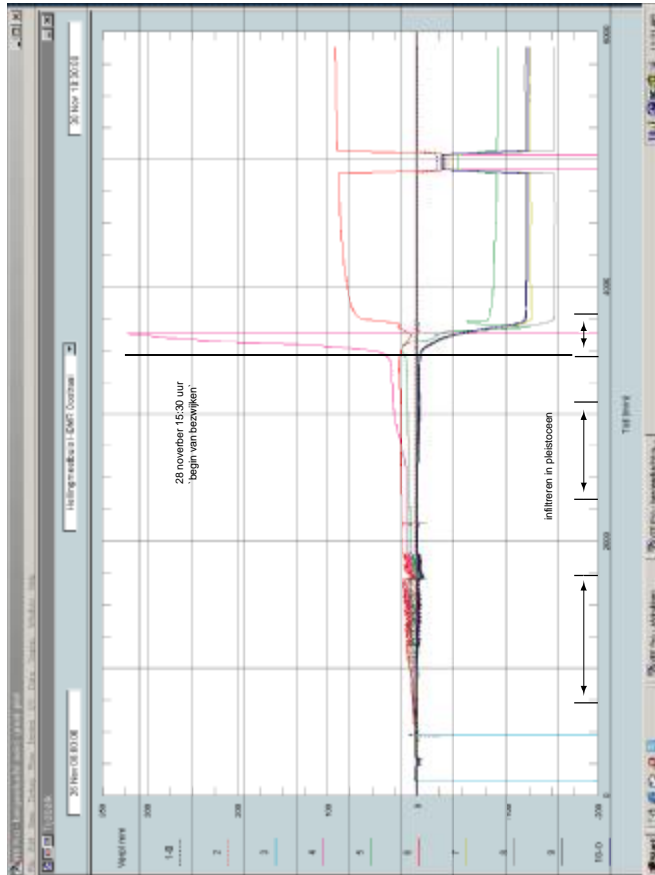


Figuur 5.20 Mogelijke respons inclinometers in hellingmeetbuis bij twee glijvlakken.

De verplaatsing op NAP – 12m in de oostraai begint iets later. Verrassend is ook dat de opnemers in het pleistoceen (inclinometers 7 tot en met 10, tussen NAP –14 en – 20m) tijdens het bezwijken sterk reageren. In figuur 5.17 is de gemeten verplaatsing geïntegreerd over de hoogte voor de tijdstippen 15.30 uur en 18.00 uur op 28 november. Hieruit blijkt dat de grootste relatieve verplaatsing zich in de oostraai op hoger niveau bevindt dan in de westraai. De integratie levert een horizontale verplaatsing aan het maaiveld van ca. 0,2 m. Het toegepaste meetsysteem in combinatie met de waarschijnlijk op meerdere niveaus opgetreden grote verplaatsing betekent dat deze 0,2 m slechts als een indicatie voor de werkelijke verplaatsing kan worden opgevat.

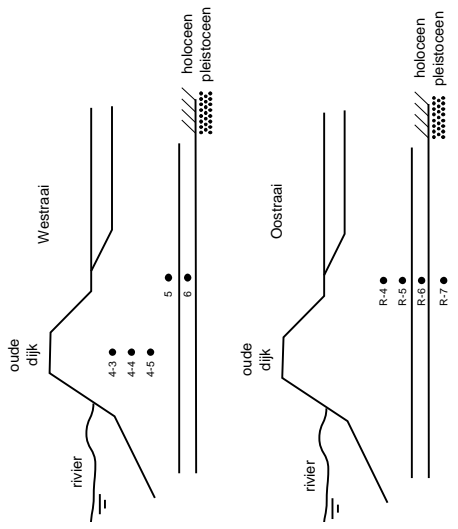
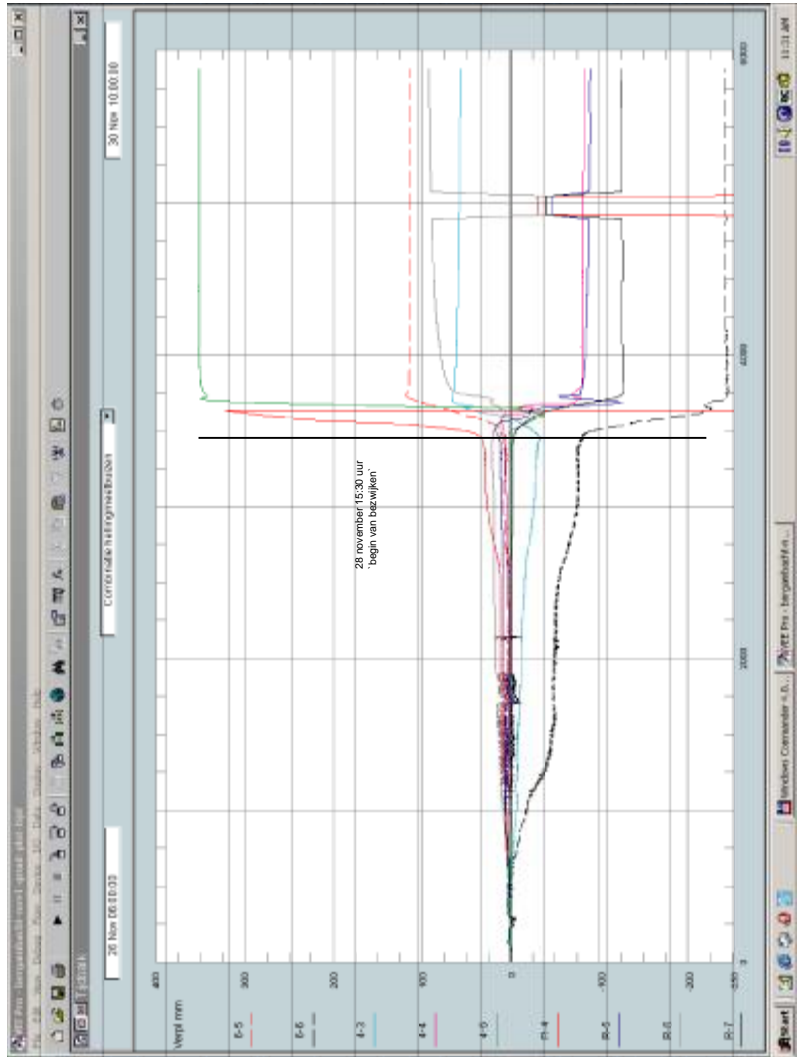
In paragraaf 5.4 is gemeld dat de gemeten plotselinge afname in de waterspanning in de dijk (op 26 november ongeveer 22.30 uur) en het ongeveer tegelijkertijd defect raken van infiltratieputten 8 en 9 zou kunnen duiden op het ontwikkelen van een glijvlak in het dijklichaam aan de oostzijde van het proefvak. Figuur 5.21 levert hiervoor geen indicatie hetgeen betekent dat dit eventuele glijvlak zich niet heeft doorgezet tot de teen van de dijk.

In figuur 5.22 zijn een aantal registraties van de drie hellingmeetbuizen gecombineerd met daarin aangegeven de tijdstippen 15.30 uur en 18.00 uur op 28 november. Hieruit blijkt eveneens dat de horizontale beweging onder de teen van de dijk in de westraai (op ongeveer niveau NAP – 12 m) en oostraai (niveau ongeveer NAP – 8m) op vrijwel hetzelfde moment is begonnen. Onder de kruin van de dijk zet de grotere verplaatsing duidelijk later in.



Figuur 5.21 Oprijfproef 26 tot en met 28 november. Verplaatsing onder teen dijk, oostraai.





Figuur 5.22 Opdrijfproef 26 tot en met 28 november. Combinatie horizontale verplaatsing.

### 5.5.2 Verplaatsingen van maaiveld

Voor het meten van de verplaatsingen aan het oppervlak is gebruik gemaakt van de volgende twee systemen:

- Automatische theodoliet ('total-station'), uitgevoerd door Idecom Holland Engineering in samenwerking met Arcadis Geo- en Vastgoedinformatie
- Fotografische opname ('image processing'), uitgevoerd door de vakgroep geotechniek van de faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen van de TU Delft.

#### *Metingen met total-station*

Voor de total-station is gebruik gemaakt van een zestigtal opnamepunten (prismaspiegels) in vijf raaien loodrecht op de dijk. Deze punten werden cyclisch ingemeten in x, y en z vanaf een verankerd vast punt op de berm van de nieuwe dijk. De cyclustijd betrof 15 tot 20 minuten en de meetnauwkeurigheid varieerde van 1 tot 2 mm, afhankelijk van de afstand tussen de spiegels en de total-station.

De punten zijn gemeten in een lokaal assenstelsel en zijn weergegeven in figuur 5.2 en bijlage 5.1. Bij de analyse is met name de relatieve verplaatsing van belang. Hiervoor is de gemiddelde ligging van punten genomen in de periode voorafgaande aan de proef.

De beschikbaarheid van een groot aantal meetpunten in x, y en z over een langere periode maakt het mogelijk de metingen op diverse manieren te presenteren:

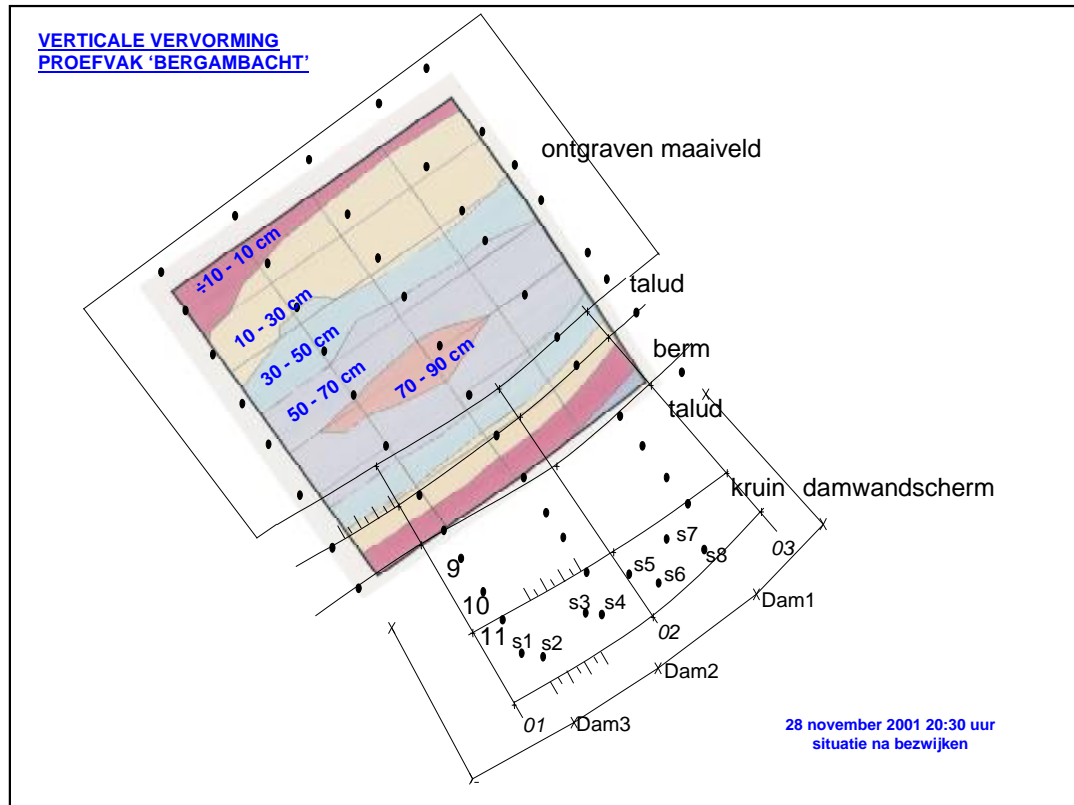
1D (één punt) als tijdsreeks;

2D (een raai) op verschillende tijdstippen;

3D (bovenaanzicht) op een tijdstip.

Daarbij is nog onderscheid te maken tussen verplaatsing en verplaatsingssnelheid.

Figuur 5.4 toont de verplaatsing van de hoofdraai op verschillende tijdstippen gedurende het bezwijkproces. Vanwege de verschaling komt de horizontale verplaatsing (aanzienlijk kleiner dan de verticale) in deze figuur niet geheel tot uiting. Figuur 5.23 geeft de eindsituatie op 28 november van de verticale maaiveldverplaatsing in het achterland weer. De omvang en de spreiding van de verplaatsing is hierop goed waar te nemen (zie ook [Arcadis/Idecom, 2001] en bijlagen 5.2 tot 5.4).



Figuur 5.23 Verticale vervorming, proefvak Bergambacht, 28 november 2001

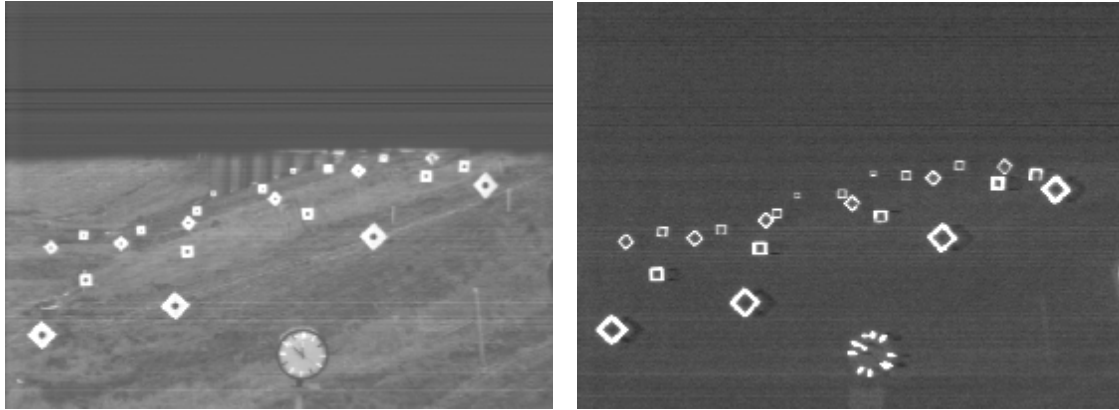
#### *Metingen image-processing*

Voor de image processing zijn op het talud van de dijk een aantal reflecterende bordjes geplaatst. Deze punten werden permanent gefilmd en m.b.v. een realtime nabewerking konden verplaatsingen worden gemeten. Figuur 5.24 geeft hiervan een impressie.

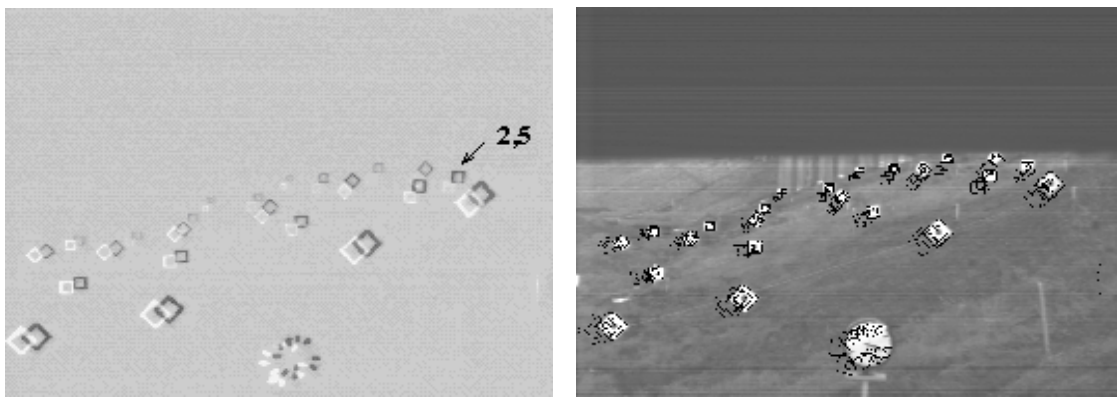
Bij de proef van Wissekerke (1996) is m.b.v. de image-processing het mechanisme van afglijden van de toplaag duidelijk vastgelegd. Bij Bergambacht waren de verplaatsingen kleiner dan bij Wissekerke. Bij de metingen speelt de meetnauwkeurigheid (als gevolg van de beeldresolutie) in verhouding tot de verplaatsingen een belangrijke rol. In kwalitatieve zin komen de beide oppervlaktemetingen echter met elkaar overeen. Voor meer informatie wordt verwezen naar de projectrapportage [TUDelft, 2002].

#### *Verplaatsings- en bezwijkproces*

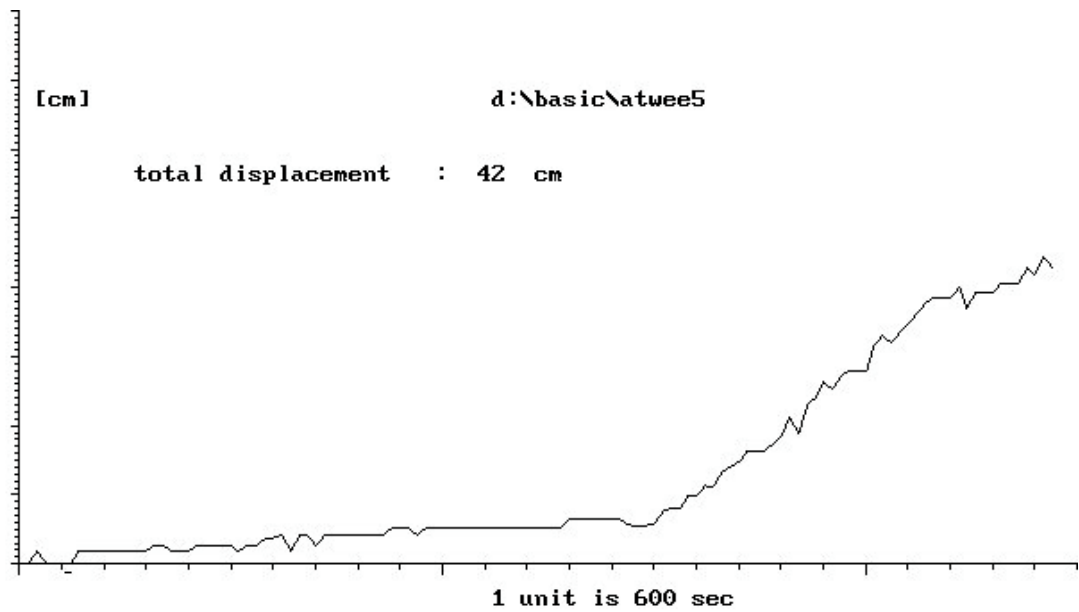
In de normale situatie voorafgaande aan de proeven van september en november 2001 blijkt dat het maaiveld op het getij reageert. De amplitude van het maaiveld is bij een 'normaal' getij op de rivier circa 1 cm en heeft een faseverschuiving van ongeveer 1,5 uur. De drijvende kracht achter dit mechanisme is vermoedelijk zwel van het veenpakket.



Dag en nacht zicht van de bakens met behulp van de videocamera.

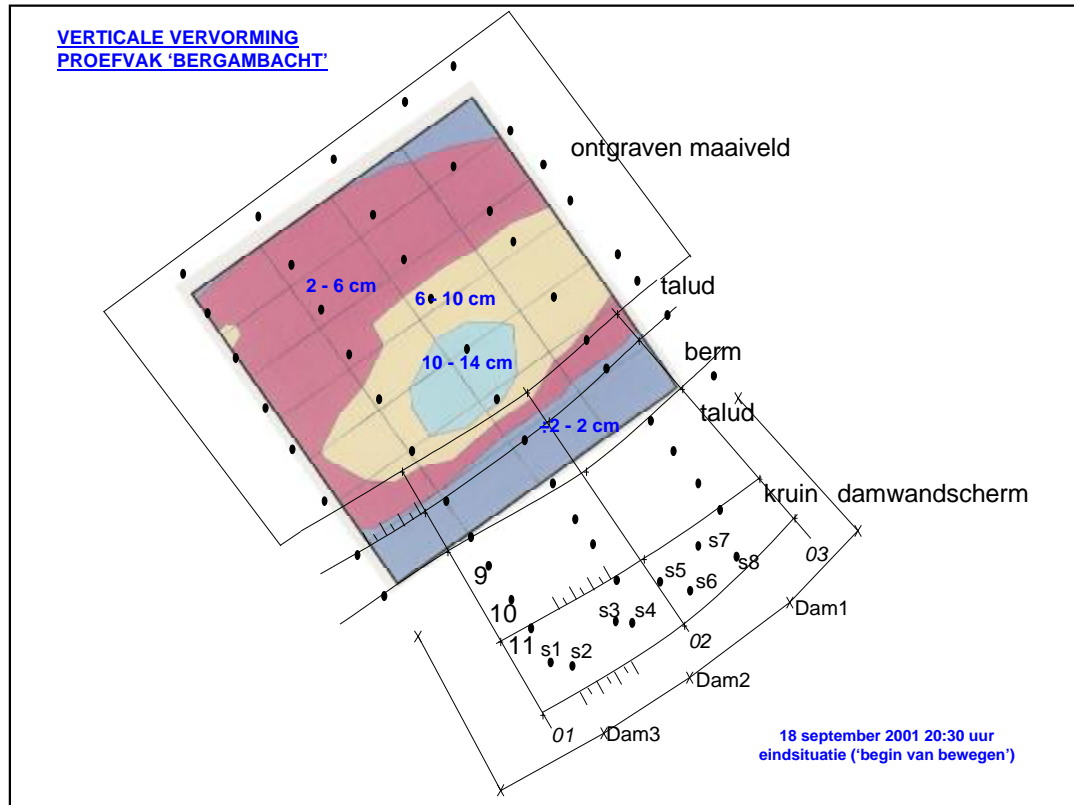


a) Verplaatsing van de bordjes in tijdsinterval van 17.55-19.35. b) Verplaatsing zichtbaar gemaakt in dagopname van de dijk.



Verplaatsing (lengte verplaatsingsvector) van punt 2,5 in tijdsinterval van 17.55-19.35.

Figuur 5.24: Foto-impressie en voorbeeld resultaat gemeten verplaatsing met image-processing



Figuur 5.25 Verticale vervorming, proefvak Bergambacht, 18 september 2001

Tijdens het infiltreren in het pleistoceen reageert het maaiveld sterk. De maximale uitwijking tijdens de proef medio september bedroeg ongeveer 14 cm in het midden van de ontgraving en nam af naar de rand, figuur 5.25. Vanaf het moment dat met infiltreren werd gestopt, zakte het maaiveld weer terug. De verplaatsing van het talud daarentegen was blijvend.

De proef van eind november gaf hetzelfde beeld met dat verschil dat de verplaatsing zich op het moment van bezwijken versneld doorzette. De binnenkruinlijn was bij de proef in september 2,5 cm gezakt. Bij de proef in november was dit in 3 trajecten te verdelen (zie bijlage 5.7):

- de aanloop: na 2 x 24 uur 6 cm;
- het bezwijken: in 5 uur vervolgens naar ca. 1 meter, waarbij na 2 uur een versnelling in de vervorming optreedt;
- het naïjlen: in 24 uur daarna zakte de binnenkruinlijn vervolgens nog 5 cm.

De maximale verticale verplaatsingssnelheid van de kruin bedroeg tijdens het bezwijken 0,4 meter per uur. De stijging van maaiveld in het achterland bedroeg na het bezwijken op 28 november bijna 80 cm.

De grote verplaatsingen (het bezwijken) van de dijk kondigden zich van te voren niet aan. Ook achteraf zijn er uit de oppervlaktemeting geen aanwijzingen verkregen, die bezwijken aankondigden. Een kruindaling van 8 cm (3 cm medio september en nog eens 5 centimeter eind november) is gemeten vóór het moment van bezwijken.

In de bijlage 5.2 tot 5.4 zijn bovenaanzichten van de ontwikkeling van de verticale verplaatsing van het achterland opgenomen. Duidelijk is hieruit af te leiden dat het stijgen van het maaiveld vele uren (tot meer dan vier na het begin van bezwijken) in beslag heeft genomen.

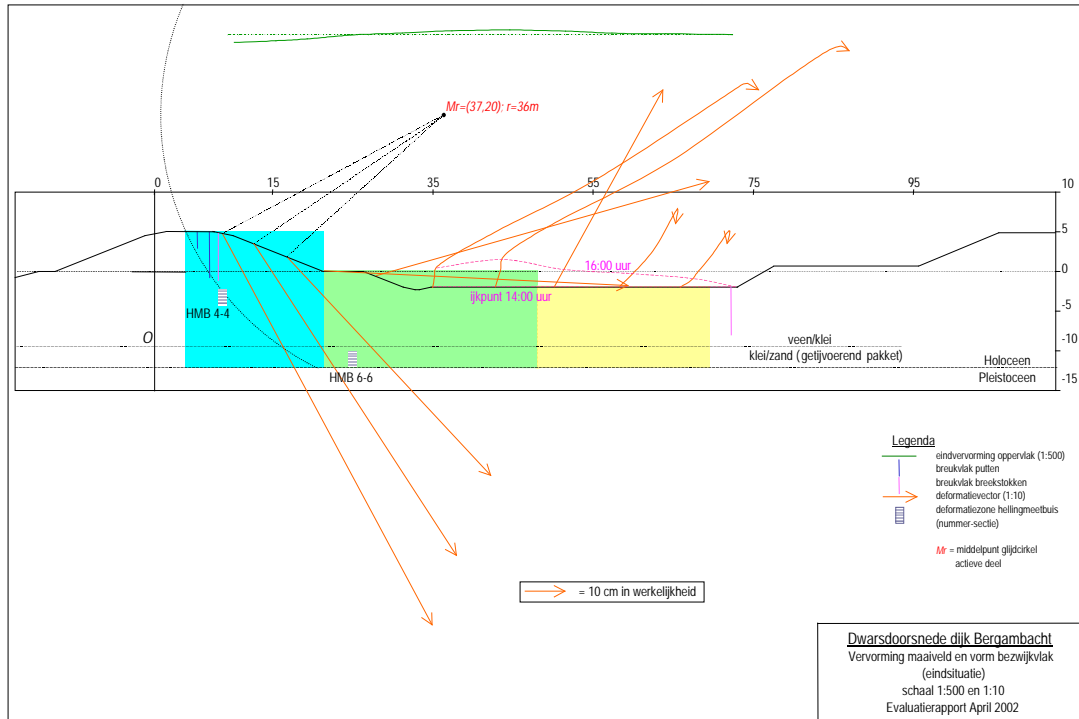
### 5.5.3 Vorm bezwijkvlak in de dijk

Op 28 november tussen 15.30 en 20.00 uur trad bezwijken van de dijk op, dat met grote afmetingen gepaard ging. Aan het oppervlak was het glijvlak over een lengte van ca 100 m duidelijk zichtbaar. De uiteinden bevonden zich aan beide zijden op ongeveer 25 m buiten de damwandkuip (zie figuur 5.2). Ter plaatse van de damwandkuip werd geen aanwijzing gevonden dat de damwand enige belemmering had uitgeoefend. Het door het afschuiven ontstane (bijna overal abrupte) hoogteverschil bedroeg meerdere dm's tot meer dan één meter. Aan de uiteinden van de glijvlak was er een relatief klein hoogteverschil. Daar waar het glijvlak omhoog in de richting van het achterland was er in het binnentalud geen hoogteverschil en dus ook geen glijvlak meer zichtbaar. Figuur 5.26 toont een reconstructie van de deformatie in de ondergrond. De basis hiervoor zijn de verplaatsingen aan het oppervlak, welke in vectoren zijn ingetekend. De drie loodlijnen op vectoren van het talud gaan door hetzelfde punt (Mr) wat daarmee het middelpunt van de glijdcirkel is. De overige beschikbare informatie (deformatiezones hellingmeetbuizen, breukvlak infiltratieputten en de breekstukken) komen overeen met dit beeld. De blauwe kleur geeft zo de actieve zone weer.

De verplaatsing in het achterland laat een zone zien waarbij de horizontale verplaatsingen groot zijn, wat duidt op een drukzone (groene kleur). Opmerkelijk is wel dat bij een tweetal punten de verplaatsing gedurende de eerste 2 uur van het bezwijkproces alleen verticaalgericht was. De verplaatsingen in de zone verder in het achterland duidt weer op een glijdvak (passief), echter niet met een éénduidig draaipunt.

De vorm van het glijdvak lijkt zowel door Plaxis als door MStab/Van goed te worden geschematiseerd (zie figuur 4.8 voor Plaxis en figuur 4.5 voor Mstab, methode Van). Door de hoge ligging van het draaipunt krijgt de glijcirkel in het actieve deel de vorm van een schuifvlak, overeenkomstig Plaxis. Plaxis geeft echter wel een veel grotere actieve zone met het intredepunt op het buitentalud.

Algemeen kan worden gesteld dat er geen sprake is van een scherpe zonering. In de drukzone speelt er naast de drukstaaf ook een ander vervormingsproces een rol, wat overeen lijkt te komen met een uitbuigende staaf. Dit beeld komt overeen met de verplaatsingssnelheid in de grafieken in bijlage 5.6. Om 16:30, 1 uur na het als start van het bezwijkproces gedefinieerde tijdstip, zet de verplaatsing goed in. Bij twee punten in figuur 5.25 gaat de verticale verplaatsing scherp over in een gecombineerde horizontale/verticale verplaatsing. Mogelijk is dit het punt waar de 'buigstaaf' knakt en bezwijkt.



Figuur 5.26 Vervorming maaiveld en vorm bezwijkvlak, eindsituatie.

### 5.5.4 Impressie bezwijken dijk

Onderstaande foto's geven de bezweken dijk weer.



Op de voorgrond het omhooggekomen achterland ('droog' gedeelte)





Kruin dijk na afschuiving, oostzijde proefvak



Kruin dijk na afschuiving vanaf de westzijde van het proefvak



Detail scheurvorming in de kruin.

## 6 Analyse resultaten praktijkproef Bergambacht

### 6.1 Inleiding

#### Afbakening

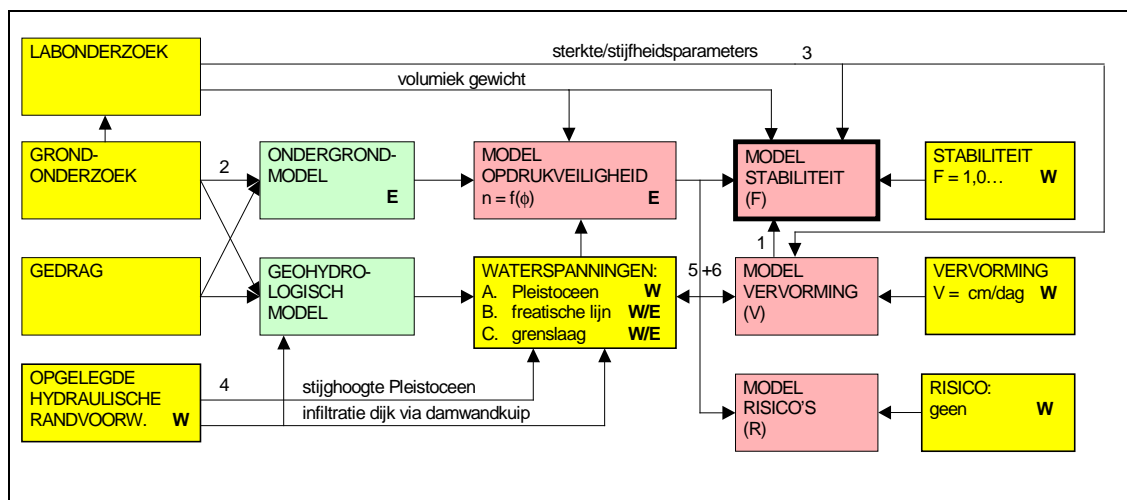
Doel van deze eerste analyse is het krijgen van inzicht in de meest waarschijnlijke realisaties – dit zijn alle mogelijke beschrijvingen van de werkelijkheid - die kunnen hebben geleid tot het bezwijkgedrag zoals dat bij het uitvoeren van de proef is geconstateerd. Deze verkennende analyse beperkt zich tot het mechanisme ‘macrostabiliteit bij opdrijven’, en wordt voornamelijk uitgevoerd in MStab (model Van). Na een eerste analyse van dit mechanisme zoals waargenomen in de proef wordt dit vergeleken met de aanpak gebaseerd op de vigerende leidraad voor de toetsing van waterkeringen.

Op grond hiervan kunnen eerste conclusies worden getrokken die op korte termijn reeds kunnen leiden tot modificaties in de vigerende toetsingsregels. Daarnaast geeft deze verkennende analyse richting aan vervolgonderzoek, waaronder een nog uit te voeren fundamenteeler en grondiger analyse. Hierbij zal gewerkt worden met geavanceerder rekenmodellen, en zal ook naar andere mechanismen worden gekeken.

#### Aanpak van de postdictie

Bij de analyse geldt dat elke parameter, elke waarneming en elk model enige mate van onzekerheid heeft. Daarom zijn er in principe oneindig veel realisaties denkbaar, die alle zouden leiden tot het geconstateerde bezwijkgedrag. Om het zoekproces naar de meest waarschijnlijke realisatie te stroomlijnen, wordt allereerst de samenhang tussen parameters, waarnemingen, modelberekeningen etc. vastgelegd met behulp van een analyse-schema (figuur 6.1). Het schema vertoont gelijkenis met het schema in hoofdstuk 4 (figuur 4.1), met dien verstande dat:

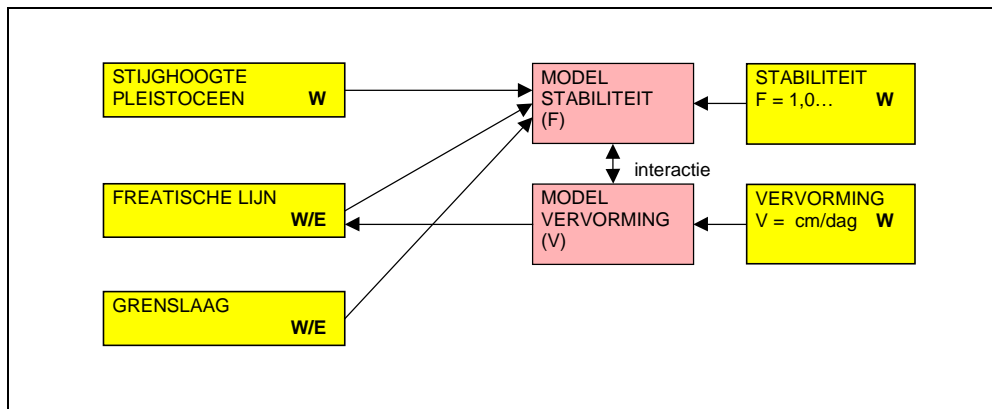
- de predicties nu vervangen zijn door informatieblokken (waarnemingen);
- de informatie, die tijdens de proef is ingewonnen, in een aantal gevallen direct als waarneming (W) of als geaccepteerde expertschatting (E) is ingevoegd: deze worden per onderdeel (aangegeven in het analyse-schema) hieronder toegelicht en in de volgende paragrafen nader uitgewerkt;
- enkele pijlen (informatiestroom) zijn omgedraaid: doel van de analyse is immers een fit van de stabiliteitsanalyse (het vet omrande blok in het schema).



Figuur 6.1 Analyse-schema t.b.v. postdictie macrostabiliteit bij opdrijven (W = waarneming; E = geaccepteerde expertschatting)

De voornaamste discussiepunten bij het invullen van dit schema, waarop met een onzekerheidsanalyse nader zal worden ingegaan, zijn:

- 1) Moment van bezwijken: de definitie van het bezwijkpunt (wanneer gaat vervormen over in bezwijken) bepaalt voor welk tijdstip de meetwaarden worden gebruikt voor de teruganalyse;
- 2) Ondergrondmodel: er zijn twee representatieve dwarsprofielen van de dijk en ondergrond vastgesteld, één voor de oostzijde van het proefvak en één voor de westzijde (zie §4.2);
- 3) Sterkte- en stijfheidseigenschappen: met name de sterkte- en stijfheidseigenschappen van veen geven reden tot discussie. Dit betreft zowel de anisotropie als de monstergrootte van de triaxiaalproeven. Bovendien is het niet mogelijk de anisotropie in de gebruikte rekenmodellen (MStab en Plaxis) in te voeren;
- 4) Hydraulische randvoorwaarden: hierbij gaat het om infiltratie vanuit de rivier (en afstroming daar naar toe), infiltratie vanuit de pompputten op de dijk, infiltratie vanuit de damwandkuip en afpompen van kwelwater in het afgegraven achterland en in de polder achter de nieuwe dijk;
- 5) Waterspanningen: hiervoor kunnen drie verschillende facetten worden onderscheiden:
  - stijghoogte Pleistoceen
  - freatische lijn
  - grenslaag Holocene pakket
- 6) Waterspanningen en interactie met stabiliteit en vervorming: in de slecht doorlatende grondlagen kunnen de vervormingen op zichzelf leiden tot waterspanningsveranderingen. Dit effect is niet eenvoudig uit de meetresultaten te herleiden, maar leidt wel tot een complicerende factor in de teruganalyse. Dit facet is in onderstaand schema (figuur 6.2) meer gedetailleerd weergegeven. Er is duidelijk een interactie aanwezig tussen het model van de stabiliteitsanalyse en het model voor de vervormingsanalyse.



Figuur 6.2 Detail analyse-schema postdictie (waterspanning - stabiliteitsmodel)

## 6.2 Beschouwing waargenomen mechanismen

In hoofdstuk 5 zijn de waarnemingen tijdens de proef besproken. In deze paragraaf worden de voor de postdictie meest relevante waarnemingen kort samengevat en geanalyseerd. In de volgende paragrafen worden verschillende aspecten met betrekking tot het mechanisme binnenwaartse macrostabiliteit meer in detail geanalyseerd.

Tijdens de uitvoering van de veldproef zijn vanaf het moment dat het achterland werd ontgraven in de loop van de tijd diverse mechanismen waargenomen. Het belangrijkste mechanisme betreft de macro-instabiliteit ten gevolge van opdrijven, dat eerst wordt besproken, daarna

worden nog enkele andere mechanismen kort aangestipt. De overloop- en bresgroeioproef van 5 en 6 december wordt apart besproken in hoofdstuk 7.

### 6.2.1 Macro-instabiliteit door opdrijven

De dijk is overduidelijk bezweken volgens een diep glijvlak, hetgeen blijkt uit de vervormingen aan het oppervlak en de horizontale vervormingsmetingen onder de teen en de binnenkruinlijn van de dijk (zie ook §5.5). Daarbij is er tijdens de proef geen sprake geweest van ontoelaatbare waterspanningen en/of vervormingen van de nieuwe dijk.

Tijdens de proef in september is met de hellingmeetbuis in de teen van de dijk een kleine, horizontale, plastische vervorming gemeten. Gelet op de uitkomsten van het grondonderzoek (zie §4.2) en de stabiliteitsberekeningen, inclusief de bijbehorende onzekerheidsanalyse (zie §4.3 en §6.5) is het goed mogelijk dat het midden van het proefvak (met de hoogste stijghoogte in het Pleistocene zand ten gevolge van infiltratie), of eventueel vooral het westelijke gedeelte daarvan (met de zwakste representatieve grondopbouw) net instabiel was, wat tijdens de verschillende proeffasen in september geleid heeft tot de vervormingssnelheden zoals weergegeven in figuur 4.9. De enige in de teen van de dijk aanwezige hellingmeetbuis was juist in deze zwakke zone aanwezig. De vervorming heeft zich destijds niet doorgezet vanwege de korte belastingduur en door mobilisatie van schuifweerstand in de zone zelf. Bij een langere belastingduur zou deze zwakke zone verder ook zijn tegengehouden door mobilisatie van schuifweerstand aan weerszijden en door enkele andere driedimensionale effecten, die in §6.5.2 nader worden besproken.

Op maandagavond 26 november is onder vergelijkbare omstandigheden in de hellingmeetbuis in de westraai ongeveer dezelfde verplaatsingssnelheid gemeten als op 17 september. In de nieuw geplaatste hellingmeetbuis in de oostraai in de teen van de dijk, is op 26 november van verplaatsing nauwelijks sprake. Ondanks de nog iets hogere stijghoogte in het pleistoceen is de verplaatsingssnelheid in de westraai tijdens de tweede infiltratie op 27/28 november kleiner, waarschijnlijk ten gevolge van mobilisatie van schuifweerstand aan weerszijden van dit zwakste gedeelte.

Op woensdagmiddag 28 november is de stijghoogte in het Pleistoceen significant hoger. De rest van het proefvak is daardoor niet of slechts marginaal stabiel, terwijl de stabiliteit van de zwakste doorsnede (westraai) dan inmiddels onvoldoende is. Wellicht dat verkleding als gevolg van de reeds opgetreden vervorming voor een reductie van de schuifweerstand in deze doorsnede heeft geleid. Ten gevolge van de inmiddels opgetreden vervormingen is binnen het proefvak in zijdelingse richting dan al enige schuifweerstand gemobiliseerd, wat tot verzwakking van de aangrenzende zones heeft geleid.

Het patroon van de verplaatsingen in de tijd komt overeen met dat in de geocentrifuge (zie §3.3): eerst vooral vervormingen in het actieve deel van het uiteindelijke glijvlak, met name in het onderste deel daarvan, gevolgd door omhoogkomen van het nabije achterland, een daling van de kruin en het optreden van een tweede actief glijvlak, in dit geval dicht bij de rivier dan de eerste.

Uiteindelijk heeft over een lengte van iets meer dan 100 meter een afschuiving plaatsgevonden. Hierbij is ten dele sprake van scherpe overgangen (bezwijkvlakken die aan de oppervlakte zichtbaar zijn als scheuren) en ten dele van geleidelijke overgangen (afschuifzones), bijvoorbeeld aan de uiterste randen van de afschuiving, die met name langs het binnentalud en in het niet-afgegraven deel van het achterland niet duidelijk waren terug te vinden.



Ten aanzien van het effect van het wegaren in de kruin en in het binnentalud (zie §4.3 en §4.6) kan achteraf geconcludeerd worden dat dit onvoldoende effect heeft gehad om het bezwijken van de dijk tot binnen de damwandkuip (breedte 50m) te beperken (zie ook bijlage 6.1). Het betekent wel dat ook de afgeschoven zones buiten de damwandkuip niet of slechts marginaal stabiel waren. Hoewel voor deze zones geen informatie over de stijghoogte beschikbaar is, zal de invloed van het infiltreren ook daar aanzienlijk geweest zijn (zie §4.4.3).

### **6.2.2 Ondiepe macro-instabiliteit**

Begin augustus ontstonden scheuren in het asfalt, in het midden van de kruin. De damwandkuip was toen ongeveer tien dagen achtereen gevuld en enkele dagen daarvoor was een begin gemaakt met het ontgraven van het achterland, over een lengte van circa 20 meter. Na droogzetten van de damwandkuip bleek dat een deel van de steenbekleding van het buitentalud was afgeschoven. Verder was er aanvankelijk geen hoogteverschil waarneembaar over de scheur, maar een week later lag de binnenwaartse zijde iets lager dan de buitenwaartse zijde.

Vermoedelijk is de dijk eerst naar beide zijden tegelijk enigszins afgeschoven, ten gevolge van zowel de verzadiging als de ontgraving, waardoor wel een scheur, maar geen hoogteverschil over de scheur waarneembaar was, en heeft de binnenwaartse afschuiving zich daarna voortgezet, totdat de berm was aangebracht. Deze berm zorgde vervolgens voor een veel grotere veiligheid tegen dergelijk ondiep afschuiven dan daarvoor aanwezig was.

### **6.2.3 Opbarsten**

Zowel in september als in november waren tijdens de proeven in het afgegraven achterland meerdere wellen zichtbaar. In september bevond één van de wellen zich ter plaatse van de kabels van de waterspanningsmeters gecodeerd als VWE1 t/m VWE3, een andere wel bevond zich daar ongeveer drie meter vandaan. Deze beide wellen voerden fijn grijs zand en stukjes veen mee tijdens het infiltreren van water in het Pleistocene zand. Laatstgenoemde wel voerde zelfs bij laagwater (rivierstand NAP +0,20 m) nog stukjes veen mee, terwijl de infiltratieputten toen al enige uren uitgeschakeld waren.

De wel ter plaatse van de waterspanningsmeters kan eventueel veroorzaakt zijn door het plaatsen van deze instrumenten, de andere wellen kunnen hier moeilijk mee verklaard worden. Tot op zo'n 30 centimeter afstand van de wellen was aan het oppervlak geen significante afname van de sterkte merkbaar (dichterbij is dit niet onderzocht), zodat geconcludeerd kan worden dat opbarsten niet noodzakelijkerwijs tot volledig verlies van de (schuif-)sterkte hoeft te leiden.

### **6.2.4 Verticale bewegingen achterland**

De verplaatsing van het maaiveld in het achterland voor en tijdens de proeven lieten een cyclische beweging van het maaiveld zien, met een faseverschil van 1 à 2 uur ten opzichte van de getijbeweging op de rivier. Deze beweging werd versterkt door het infiltreren van water in het pleistocene zand. De gemeten verticale verplaatsingen waren een orde groter dan de horizontale vervormingen gemeten onder de teen van de dijk. Dit kan veroorzaakt zijn door (inwendige) zwel van de Holocene lagen of door omhoogkomen van het Holoceen als geheel of

een deel ervan (bijvoorbeeld het gedeelte boven de tussenzandlaag). Ook een combinatie van beide fenomenen is mogelijk. Hierover is in §5.4 vastgesteld dat de variaties in waterspanning tussen NAP – 1.80m (maaiveld) en NAP – 7m vooral van bovenaf zijn beïnvloed. Hiermee is zwel in deze bovenste 5m onwaarschijnlijk. Zwel kan een rol gespeeld hebben in de slappe holocene lagen beneden NAP – 7m. Hierover is echter, afgezien van gemeten veranderingen in de tussenzandlaag als gevolg van het infiltreren in het Pleistoceen, weinig informatie beschikbaar. Het is evenwel onwaarschijnlijk dat de gemeten relatief grote rijzing van het maaiveld (decimeters tot ca. 0,8m tijdens de laatste bezwijkfase) in belangrijke mate door zwel is veroorzaakt. Omhoogkomen van het gehele Holoceen of een deel ervan lijkt vooralsnog belangrijker te zijn geweest.

### 6.3 Belasting en belastingverloop

De belasting op het proefvak bestond uit de volgende onderdelen:

- 1) Waterstand:
  - a) op de rivier;
  - b) in de damwandkuip;
  - c) in het achterland;
- 2) Infiltratie van water:
  - a) vanuit de rivier rechtstreeks in zowel de Pleistocene zandlaag als in de getijvoerende zandige kleilaag, en vanuit de Pleistocene zandlaag door de basisveenlaag in de getijvoerende zandige kleilaag;
  - b) vanuit de infiltratieputten in de Pleistocene zandlaag, waarbij ook de stijghoogte in de getijvoerende zandige kleilaag werd beïnvloed;
  - c) vanuit de damwandkuip in het dijklichaam;
- 3) Afgraving van het achterland en het gedeeltelijk ongedaan maken daarvan door het vervolgens aanbrengen van een berm;
- 4) Bovenbelasting op de kruin van de dijk.

Het laatstgenoemde onderdeel bestond uit betonnen blokken die alleen aanwezig waren tijdens de tweede en derde fase van de proef in september. De technische problemen met de infiltratie van water in de Pleistocene zandlaag tijdens deze fasen waren dermate overheersend dat deze periode voor deze eerste analyse verder niet interessant is. Tijdens de eerste fase van de proef in september en tijdens de gehele proef in november waren alleen buiten het eigenlijke proefvak betonblokken op de dijk aanwezig. De bovenbelasting speelt daarom in de verdere analyse geen rol. Voor de overige hiervoor genoemde onderdelen is het verloop in de tijd reeds in hoofdstuk 5 beschreven.

#### *Waterspanning in Pleistoceen en corresponderende rivierstand*

Voor de verdere analyse en het trekken van conclusies uit deze proef is het van belang om na te gaan met welke hoogwatersituatie de tijdens de proef in november gerealiseerde omstandigheden kunnen worden vergeleken. Hierbij doet zich de complicatie voor dat de proef aanmerkelijk korter duurde dan het maatgevend hoogwater (MHW) en dat bij een hoogwatersituatie de waterdruk in de getijvoerende zandige kleilaag waarschijnlijk sterker beïnvloed wordt, zodat opdrijven op geringere diepte optreedt.

De rivierwaterstand behorend bij de onder het achterland in de Pleistocene zandlaag tijdens de proef gemeten stijghoogte is in bijlage 6.2 nader onderzocht. Gevonden is dat de opgelegde randvoorwaarde kan worden vergeleken met een kortdurend hoogwater van circa NAP +4,70m; ongeveer een halve meter onder de kruin van de dijk.

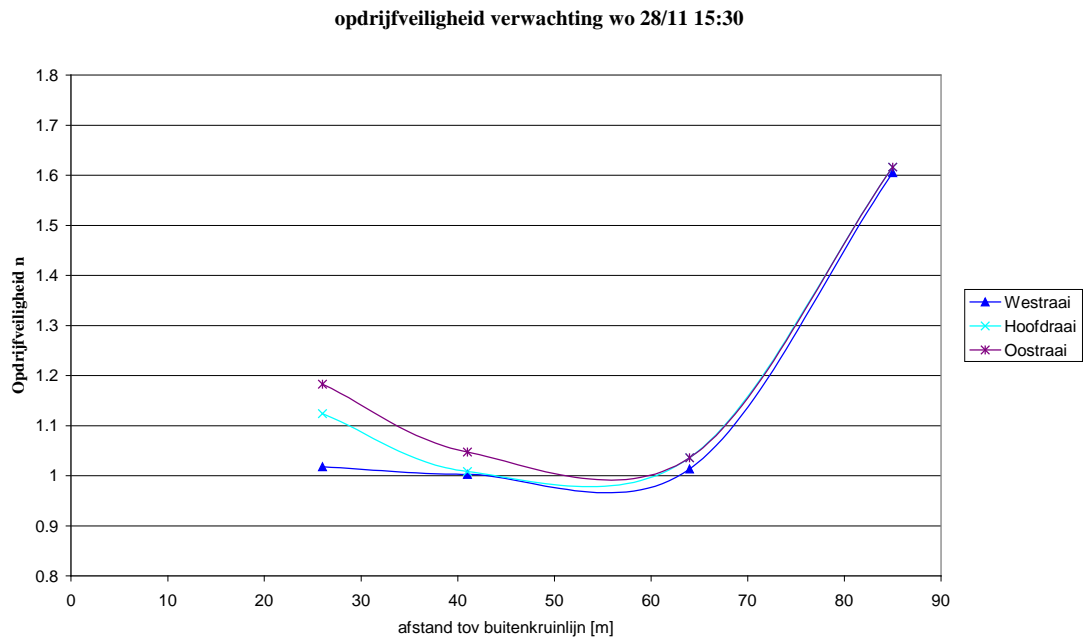


### Waterspanningen in dijkmateriaal en Holocene deklaag

De waterspanningen in de dijk zijn gemeten met waterspanningsmeters. Er bestaat enige onzekerheid over de juistheid van de gemeten waterspanningen in de dijk en het onderliggende veenpakket. Voor de analyse is uitgegaan van de meetwaarden. Van geen van deze waarden kan op eenvoudige wijze worden vastgesteld dat deze fysisch onmogelijk zijn (zie §5.4). Ter plaatse van de Holocene tussenzandlaag zijn ook waterspanningsmetingen uitgevoerd. De indringing buiten de tussenzandlaag is niet in detail gemeten.

## 6.4 Analyse ondergrondmodel en gerealiseerde opdrukveiligheid

In figuur 6.3 is het verloop van de opdrukveiligheid gegeven, uitgaande van een 1D-benadering en de in hoofdstuk 4 gepresenteerde laagopbouw en verwachtingswaarden voor de volumieke gewichten. Het ruimtelijk verloop van laagopbouw en opgelegde stijghoogten is ten behoeve van deze verkennende analyse geschematiseerd tot een berekening van 3 doorsneden: oostraai, hoofdraai en westraai. Voor hoofdraai is waterspanningsmeter VWM1 uit de oostraai gebruikt, in plaats van waterspanningsmeter VWF1, aangezien de laatste slechts vrij beperkt reageerde op de infiltratie; waarschijnlijk was deze toch geplaatst in een slechtdoorlatende laag.



Figuur 6.3: Verloop opdrukveiligheid in proefvak, tijdens bezwijken

Uit de figuur blijkt duidelijk dat de opdrukveiligheid van de westraai over een vrij groot gebied waarschijnlijk rond de grens van wel of niet opdrijven lag. De oostraai daarentegen is waarschijnlijk slechts over een vrij klein gebied net opgedreven. Er is bij het vervaardigen van deze figuur geen rekening gehouden met spannings spreiding. Spannings spreiding zou theoretisch tot een iets hogere opdrukveiligheid nabij de beide dijken moeten leiden. In de figuur zijn verder alleen de verwachtingswaarden gepresenteerd. Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat het totale gewicht van het slappe-lagenpakket heel goed met zo'n 8 kN/m<sup>2</sup> zou kunnen variëren ten opzichte van de verwachtingswaarde. Dit komt overeen met een variatie in de stijghoogte van 0,8 meter. Voor de opdrukveiligheid n scheelt dit een waarde van ongeveer 0,05. Een nog wat grotere variatie is ook nog mogelijk, maar een ééndimensionale

opdrukveiligheid kleiner dan 0,9 op enige plaats in het proefvak kan min of meer uitgesloten worden geacht.

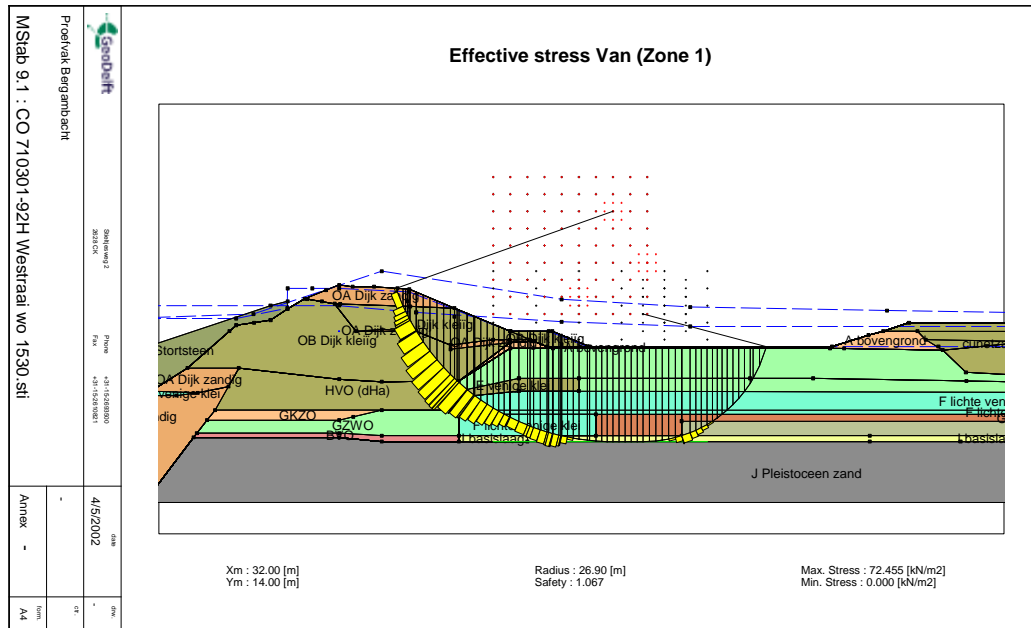
## 6.5 Analyse macrostabiliteit bij opdrijven

### 6.5.1 Basisanalyse

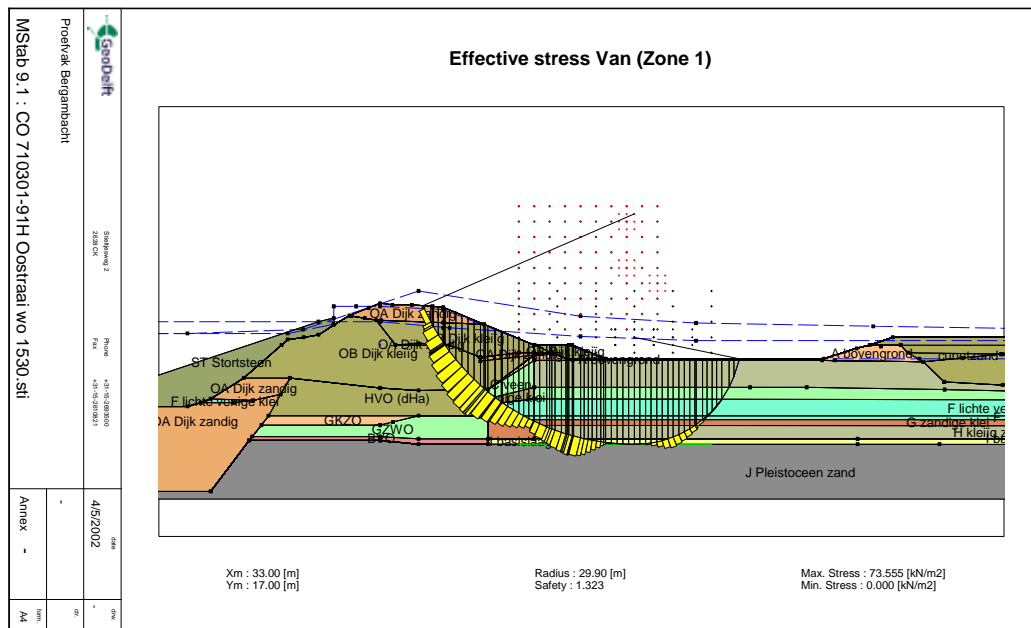
De basis voor de onzekerheidsanalyse wordt gevormd door de keuze van de meest waarschijnlijke realisatie van – in dit geval – het bezwijken van de dijk door opdrijven. In hoofdstuk 5 en §6.2.1 is hiervoor feitelijk alle informatie al aangereikt. Verder is, aansluitend bij de discussiepunten zoals genoemd in §6.1, voor de basisanalyse gekozen:

- 1) als definitie van het bezwijkpunt: woensdag 28 november om half vier 's middags, vanaf dit moment nemen de vervormingen sterk toe, terwijl rond die tijd, gedurende enkele uren, ook de maximale stijghoogte in het Pleistocene zand aanwezig is. Zodra de vervormingen groot beginnen te worden (in de orde van decimeters) neemt overigens ook de onzekerheid over de juistheid van de metingen toe: op welk niveau bevindt het instrument zich en is het meetbereik niet overschreden?;
- 2) als keuze van het ondergrondmodel: zowel de oost- als de westraai worden berekend, dit geeft een eerste indicatie van de nauwkeurigheid waarmee dergelijke analyses kunnen worden uitgevoerd;
- 3) voor de sterkte- en stijfheidsparameters wordt uitgegaan van de gemiddelde waarden zoals die ook voor de meeste ontwerp- en predictieberekeningen zijn gehanteerd;
- 4) voor de hydraulische randvoorwaarden worden de meetwaarden op het moment van bezwijken gebruikt;
- 5) de waterspanningen worden gebaseerd op de meetwaarden op het moment van bezwijken;
- 6) de interactie tussen waterspanningen en vervormingen kan, bij gebrek aan voldoende inzicht in deze materie en de te beperkte mogelijkheden van de huidige rekenmodellen op dit punt, nu niet worden meegenomen.

Uit de basisanalyse met het Van-model volgt een stabiliteitsfactor (exclusief modelfactor!) van 1,07 voor de westraai en 1,32 voor de oostraai. Gemiddeld 1,20. Dit is dus iets lager dan de in tabel 4.3 voor de westraai gepresenteerde waarde van 1,15 inclusief modelfactor (1,21 exclusief modelfactor) bij maximale druk. Het verschil heeft te maken met een duidelijk hogere gerealiseerde stijghoogte in het Pleistoceen, maar tegelijkertijd een wat lagere gerealiseerde waterdruk in het dijklichaam dan bij de predictie was aangenomen. De berekende maatgevende glijvlakken zijn weergegeven in figuren 6.4 en 6.5. Te zien valt dat het berekende intredepunt op de dijk dichterbij de binnenkruinlijn ligt dan in werkelijkheid is waargenomen, terwijl de positie van het berekende uittredepunt in het achterland redelijk overeenstemt met de waarnemingen.



Figuur 6.4 Maatgend glijvlak volgens Van voor de westraai.  $SF = 1,07/1,05 = 1,02$ .



Figuur 6.5 Maatgend glijvlak volgens Van voor de oostraai.  $SF = 1,32/1,05 = 1,26$ .

### 6.5.2 Bepaling driedimensionaal effect, tijdseffect en modelonzekerheden

De belangrijkste resultaten van de praktijkproeven in Bergambacht zijn:

- op 17 september is in de westraai begin van bewegen van de dijk geconstateerd
- op 28 november trad volledig bezwijken op over een lengte van 100m.

Deze twee resultaten zijn geanalyseerd en gecombineerd zowel met betrekking tot het proefresultaat als de voor beide situaties uitgevoerde stabiliteitsberekeningen. Dit is gedaan om inzicht te krijgen in de invloed van de volgende aspecten:

- de extra weerstand als gevolg van het drie-dimensionaal effect (factor 3D). De totale weerstand wordt verkregen door de twee-dimensionale weerstand over de volledige breedte van het glijvlak te vermenigvuldigen met de 3D factor. Daarmee is  $3D \geq 1,0$  en de grootte is afhankelijk van de lengte van het glijvlak;
- de invloed van het tijdseffect (factor TE). Door het langer handhaven van een (constante) belasting zal de ondergrond zich aanpassen. Dit heeft tot gevolg dat de kans op bezwijken groter wordt naarmate de belasting langer duurt. Ofwel  $SF_{lang} = TE * SF_{kort}$  met  $TE \leq 1,0$  en  $SF_{lang} \leq SF_{kort}$ ;
- de benodigde correctie om de berekeningsresultaten te laten overeenkomen met de proefresultaten op 17 september en 28 november (factor COR). In deze correctiefactor zijn de andere onzekerheden (dan 3D en TE) ondergebracht, te weten de onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel, de bodemschematisatie, de sterkteparameters en de belasting.

De proef op 17 september is met enkele hypothesen als volgt gekarakteriseerd:

- in de zwakste doorsnede (westraai) is slechts enkele cm verplaatsing opgetreden. Dit betekent dat het 3-D effect nog geen rol van betekenis kan hebben gespeeld;
- de belastingsduur bedroeg slechts enkele uren. De condities tijdens de praktijkproef worden als “kort” gekenmerkt met  $SF_{kort}$  als stabiliteitsfactor;
- de voor de westraai berekende stabiliteitsfactor geldt voor de lange duur belasting. Deze factor bedraagt  $SF_{lang, berekend 17/9} = 1,18$ .

Aangenomen is dat de zwakste doorsnede op 17 september op het punt van bezwijken stond. Met andere woorden: indien deze doorsnede over een oneindig lange dijk aanwezig zou zijn geweest en ook de belasting overal gelijk was ( $3D = 1$ ) dan zou de dijk zijn bezweken. Hiervoor geldt dan per definitie  $SF_{kort} \leq 1$ ;

Het bezwijken van de dijk op 28 november is gekarakteriseerd met:

- het optreden van volledig bezwijken betekent dat het aanwezige 3D effect volledig is overwonnen;
- het gehele proefvak is bezweken nadat dit al enkele dagen wisselend belast was. Omdat daarmee nog niet de volledig aangepaste situatie was bereikt zijn de condities op 28 november als “middellang” gekenmerkt ofwel:  $SF_{middellang} \leq 1$ ;
- voor de stabiliteitsberekeningen, waarbij eveneens van de volledig aangepaste situatie is uitgegaan, is onderscheid gemaakt tussen de west- en oostraai. Voor de westraai is  $SF_{lang, berekend 28/11, west} = 1,07$  berekend, voor de oostraai  $SF_{lang, berekend 28/11, oost} = 1,32$ . Verondersteld wordt dat beide doorsneden even representatief zijn voor het gehele bezweken gebied, ofwel:  $SF_{lang, gemiddeld, berekend 28/11} = 1,20$ .

In bijlage 6.4 is de gedetailleerde uitwerking gegeven. De conclusies met betrekking tot de orde van grootte van de drie onderscheiden factoren 3D, TE en COR zijn:

- gevonden is dat  $TE * 3D \leq 1$  voor de bezwijkproef van 28 november; waarschijnlijk iets kleiner of gelijk aan 1. Het tijdseffect bedraagt naar verwachting in de orde van  $TE \approx 0,9$ ;

- daarmee is  $3D \approx 1,1$ . Dit betekent dat de 3D-bijdrage aan de sterkte ongeveer 10% is geweest (geldt voor het bezwijkvlak van 100 m breedte);
- de modelonzekerheden vrij groot zijn. De factor COR bedraagt tenminste 1,2 tot maximaal 1,4.

De resulterende factor 1,1 voor 3D is ook via een andere, meer fysische, weg gevonden (zie bijlage 6.1).

Uit de hoge waarden voor COR kan worden geconcludeerd dat de onzekerheden ten aanzien van de sterkte (opbouw van de ondergrond en de materiaaleigenschappen), de belasting (o.a. waterspanningen in het Holoceen, mede ten gevolge van de vervormingen) en het rekenmodel zelf (de rekenmodelfactor) alles bij elkaar opvallend groot zijn. Indien de rekenmodelfactor op 1,05 wordt gesteld (zie hoofdstuk 3) dan blijkt dat een correctiefactor 1,15 à 1,35 van toepassing is voor de invoer, zowel met betrekking tot sterkte (o.a. materiaaleigenschappen) als belasting (o.a. waterspanningen). Ofwel: de oorzaak voor het verschil tussen predictie en waarneming is, ondanks het intensieve grondonderzoeksprogramma, achteraf grotendeels te herleiden tot onjuiste invoer met betrekking tot laagopbouw, waterspanningen en grondeigenschappen. Waarschijnlijk geldt dit vooral voor de oostzijde van het proefvak. In §6.5.3 wordt dit nader onderbouwd.

Voorgaande conclusies moeten worden gezien als een ‘schot voor de boeg’, vooruitlopend op een grondiger analyse in een daarvoor geschikt EEM model (bv. 3D-Plaxis), waarin tijds- en 3D-effecten op een juiste wijze worden gemodelleerd en waarin ook het materiaalgedrag beter kan worden gemodelleerd.

Desalniettemin geeft ook de hier gegeven redenering al een redelijk inzicht in de verdeling van de onzekerheden.

### 6.5.3 Gevoeligheidsanalyse

De postdictie heeft als doel om de meest waarschijnlijke realisatie van bezwijken van de waterkering te vinden. De analyse is gestoeld op een aantal waarnemingen en aannames. Omdat er op het punt van aannames een bepaalde mate van onzekerheid is, is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd ten opzichte van de in §6.5.1 beschouwde basisvariant. Daarbij is systematisch gekeken naar het effect van afwijkende aannamen / modelleringen.

Ter beperking van het aantal analyses is op basis van het analyse-schema (figuur 6.1) een keuze gemaakt met betrekking tot de te variëren aspecten:

#### 1. Moment van bezwijken

De dijk is voor een ieder zichtbaar bezwiken op het voor de basisvariant gekozen moment, namelijk woensdagmiddag 28 november. Voor de gevoeligheidsanalyse zijn ook twee andere tijdstippen beschouwd, namelijk maandag 17 september rond 18:00 en maandagavond 26 november rond half tien. Rond beide tijdstippen werd in de hellingmeetbuis in de westelijke raai een vervormingssnelheid van circa 10 cm per etmaal gemeten, hetgeen bij een echte hoogwatersituatie als zeer verontrustend zou worden beschouwd (zie ook figuur 4.9). Voor beide situaties wordt een wat hogere stabiliteitsfactor gevonden, zie tabel 6.1 aan het einde van deze paragraaf. Opvallend is daarbij het verschil van ruim 5% tussen beide situaties.

#### 2. Ondergrondmodel

Met betrekking tot het ondergrondmodel is bij zowel de basisvariant als bij de andere varianten onderscheid gemaakt tussen de oost- en de westraai. De gevoeligheid voor een iets andere grondlaagindeling heeft vooral invloed op de volumegewichten en de sterkte-

eigenschappen. De hiermee verband houdende onzekerheid heeft met name betrekking op de oostrai, die in de predictie als sterker is gekenmerkt. De invloed hiervan is niet specifiek onderzocht. Wel is onder 4. de invloed van een hogere stijghoogte in het Pleistoceen bepaald, hetgeen globaal eenzelfde effect heeft als een kleiner gewicht van de holocene lagen (als gevolg van andere laagindeling). De invloed van de daarbij ingevoerde 0,5 m hogere stijghoogte in het Pleistoceen komt ongeveer overeen met 5 kN/m<sup>2</sup> minder gewicht van het holocene pakket.

Verder is de basissituatie (28 november om 15:30) ook doorgerekend met het ondergrondmodel zoals dat in april voor het definitief ontwerp was vastgesteld. Voor die situatie blijkt de dijk sterker te zijn dan verwacht, hiervoor wordt immers een stabiliteitsfactor van 0,91, dus iets onder 1, gevonden.

### 3. Sterkte-eigenschappen

Er bestaat vooral veel onzekerheid betreffende de gehanteerde parameters voor de Hollandveenlaag onder de dijk. Dit houdt verband met de monstergrootte van de triaxiaalproeven. Daarnaast speelt anisotropie een rol; het is nu namelijk niet mogelijk om de anisotrope eigenschappen van het materiaal in modellen als MStab of Plaxis in te voeren. Om de invloed hiervan op de resultaten te bepalen zijn de sterkte-eigenschappen van deze veenlaag met 25% aangepast, zowel naar boven als naar beneden, zie tabel 6.1. De verschillen zijn betrekkelijk gering, mede doordat het berekende maatgevende schuifvlak nauwelijks door deze veenlaag heen gaat, zodat dit maatgevende schuifvlak wat meer binnenwaarts ligt dan in de werkelijkheid het geval was.

### 4. Hydraulische randvoorwaarden

Er bestaat weinig twijfel over de juistheid van de metingen waaruit de hydraulische randvoorwaarden zijn afgeleid. Desondanks zijn er toch berekeningen gemaakt om de gevoeligheid op dit punt te bepalen. Er is gerekend met waterspanningen in het pleistocene zand die een halve meter hoger zijn dan de gemeten waterspanningen. De doorwerking daarvan in het onderste deel van het Holoceen (de tussenzandlaag) is naar verhouding ook verhoogd. De invloed is een 7% lagere stabiliteitsfactor in de oostrai en 3% in de westraai, zie tabel 6.1. Deze percentages zijn ook van toepassing voor een ongeveer 5 kN/m<sup>2</sup> lager gewicht van het Holoceen (zie hiervoor onder 2.). De invloed van de met een lichter Holoceen pakket gepaard gaande verlaagde sterkte is hierin nog niet betrokken.

### 5. Waterspanningen

Er bestaat vrij veel onzekerheid over de nauwkeurigheid van de waterspanningsmetingen in de Holocene lagen. Met name de waterspanningen onderin de dijk zouden van grote invloed kunnen zijn op de gevonden stabiliteitsfactor. Er is daarom gerekend met hogere waterspanningen alleen onderin de dijk, en met hogere waterspanningen onderin het gehele Holoceen. Dit blijkt betrekkelijk veel invloed te hebben (zie tabel 6.1), zeker als bedacht wordt dat een grotere variatie ook nog goed voorstelbaar is. Deze onzekerheid heeft voor een gedeelte te maken met de meetonzekerheid in deze lagen, die mede veroorzaakt wordt door het relatief geringe aantal puntmetingen in dit gebied, en voor een ander, mogelijk groter gedeelte, met onzekerheden ten aanzien van de ten gevolge van vervormingen gegenereerde waterspanningen (zie ook het volgende punt).

### 6. Waterspanningen en interactie met vervormingen

Door betrekkelijk kleine vervormingen kan in de slappe lagen verkneding en generatie van waterspanningen ontstaan. In één variant is verkneding in rekening gebracht door met 25% lagere sterkteparameters voor alle lagen in het actieve deel van het glijvlak te rekenen. Deze reductie is gebaseerd op [GeoDelft, 2002], waarin overigens wordt opgemerkt dat sterkere reducties in de praktijk ook zijn waargenomen. Bij deze variant nemen de berekende stabiliteitsfactoren eveneens met ruim 5% af, zie tabel 6.1.

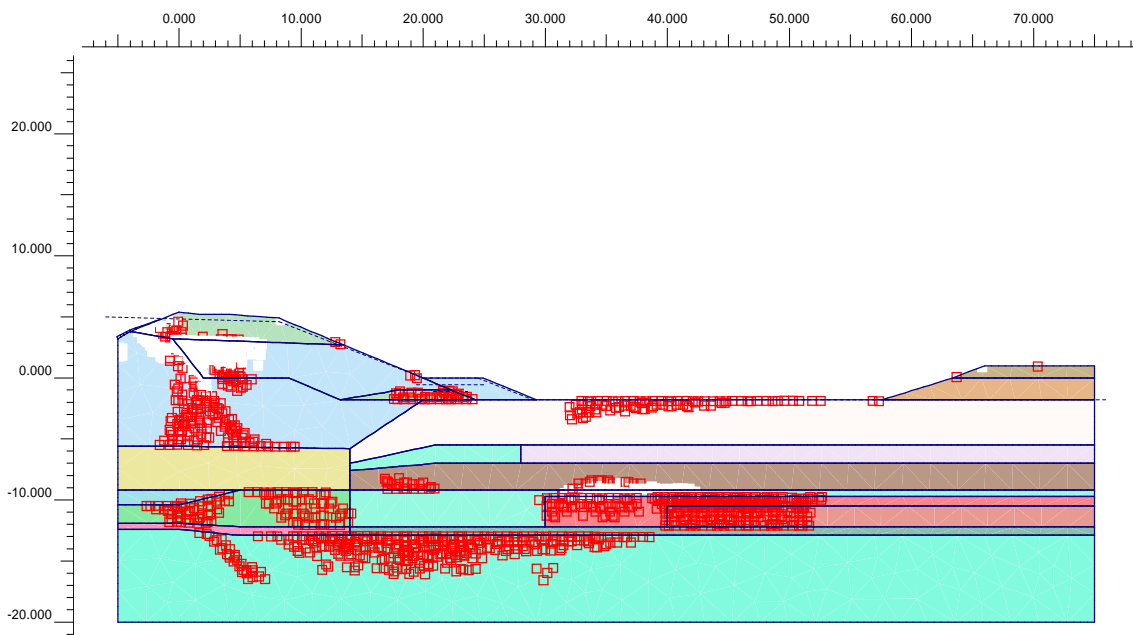
## 7. Modelbeperkingen

Een aspect dat nog niet eerder nadrukkelijk genoemd is, betreft de beperkingen van de gehanteerde modellen. Hierbij kunnen de volgende onderdelen worden genoemd:

- de vorm van het glijvlakvorm is opgelegd (MStab);
- de opdrukveiligheid is begrensd (Plaxis);
- de invoer is vereenvoudigd (bijv. rechte lijnen voor de ondergrond);
- het gehanteerde materiaalmodel is vrij eenvoudig ('gedraineerde' schuifsterkte op basis van  $c$  en  $\phi$  (MStab), en vrij eenvoudig materiaalmodel (Mohr-Coulomb) in Plaxis);
- de gehanteerde modellen zijn tweedimensionaal;
- de gehanteerde modellen zijn tijdsonafhankelijk.

Voor het eerste onderdeel is enigszins gevarieerd binnen MStab door de onderkant van het glijvlak niet te laten samenvallen met de bovenkant van de Pleistocene zandlaag. Doordat de stijghoogte groter was dan de grenspotential, is er in de berekeningen ook op enige diepte in deze zandlaag nog sprake van een opdrijfsituatie, wat in werkelijkheid natuurlijk niet het geval zal zijn. In zulke gevallen kan echter wel met MStab een wat lagere stabiliteitsfactor worden gevonden, wat vooral te maken heeft met een hogere flexibiliteit van het model ten aanzien van de cirkelvormige delen van het glijvlak. Deze modelbeperking blijkt, in elk geval bij een stijghoogte groter dan de grenspotential (waar normaliter overigens niet mee gerekend wordt), significante invloed te kunnen hebben op de resultaten, zoals vermeld in tabel 6.1.

Naast de berekeningen met het Van-model is tevens een Plaxis berekening uitgevoerd. De invoer van deze berekening is in vergelijking met de in §4.3.3 beschreven berekeningen aangepast voor het ondergrondmodel (het dwarsprofiel voor de westraai is gehanteerd) en verder zijn de steunberm tegen de binnenteen ingevoerd en de op 28 november gemeten waterspanningen. Ook bij deze berekeningen traden de eerder genoemde numerieke problemen op. Deze Plaxis-berekening leverde uiteindelijk een stabiliteitsfactor van 1,27 op. Figuur 6.6 geeft een impressie van deze berekening.



Figuur 6.6 Plaxis analyse: gegenereerde plasticiteit, ontstaan van maatgevend glijvlak





**Tabel 6.1 Gevoeligheidsanalyse teruganalyse (methode Van, tenzij anders aangegeven)**

Aspect	westraai		oostraai	
	stabiliteitsfactor	verschil t.o.v. basis	stabiliteitsfactor	verschil t.o.v. basis
Basisvariant - wo 28/11 15:30, verwachtingswaarden	1,07	-	1,32	-
1. Moment van bezwijken: - ma 17/9 18:00, vervormingssnelheid 9,6 cm/dag onder teen - ma 26/11 21:30, vervormingssnelheid 10,4 cm/d onder teen	1,18 1,11	+11% +4%	1,50 1,41	+13% +7%
2. Ondergrondmodel - Holoceen pakket 5 kN/m <sup>2</sup> lichter: zie onder 4. - basisvariant met schematisering april	- 0,91			
3. Sterkte-eigenschappen: - veen onder dijk: c, tan(phi) -25% - veen onder dijk: c, tan(phi) +25%	1,05 1,07	-2% 0%	1,31 1,34	-1% +1%
4. Hydraulische randvoorwaarden: - waterspanningen in Pleistoceen 0,5 m hoger (incl. Doorwerking in Holoceen) - tevens voor holoceen pakket 5 kN/m <sup>2</sup> lichter (zie 2.)	1,04	- 3%	1,24	-7%
5. Waterspanningen: - onderin Holoceen onder dijk 0,5 tot 1,3 m hoger - onderin gehele Holoceen 0,5 m hoger	0,99 0,99	-7% -7%	1,26 1,21	-5% -8%
6. Waterspanningen en interactie met vervorming: - verkneding grondlagen actieve deel: c, tan φ -25%	0,99	-7%	1,24	-6%
7. Modelbeperkingen: - glijvlak op enige diepte in Pleistoceen - Plaxis*	0,95 1,27	-11% +19%	1,26 -	-5% -
8. Combinatie van 5 en 7: - onderin gehele Holoceen 0,5m hoger & glijvlak op enige diepte in Pleistoceen	0,89	-17%	1,18	-11%
* met numerieke problemen; het is nog problematisch om met Plaxis tot een stabiel antwoord te komen.				

## 6.6 Vervormingen

In figuur 4.9 is het verband tussen vervormingssnelheid en opdrukveiligheid geschat, naar aanleiding van de resultaten van de septemberproef. Achteraf bezien komt de hoogste vloed in de septemberproef waarschijnlijk overeen met uitsluitend opdrijven van de westraai. In de novemberproef, bij de condities tijdens bezwijken, was er waarschijnlijk ook net sprake van opdrijven van de (zwaardere) oostraai.

Bij de condities tijdens bezwijken is op ca. 45 m afstand uit de kruin in het achterland een stijghoogte van NAP + 2,83 m gemeten. Als dit heeft geleid tot opdrijven van zowel de westraai als de oostraai, klopt dit niet met het in hoofdstuk 4 vastgestelde ondergrondmodel en de mogelijke variatie in volumieke gewichten, waarbij immers geldt:

Westraai: gewicht 144 à 154 kN/m<sup>2</sup> ⇒ grenspotentiaal NAP +2,40 à +3,40 m  
 Oostraai: gewicht 151 à 161 kN/m<sup>2</sup> ⇒ grenspotentiaal NAP +3,10 à +4,10 m

Hieruit kan worden geconcludeerd dat het achterland, in elk geval in de oostraai, toch significant zwakker (en ook lichter) moet zijn geweest dan is aangenomen. Dit bevestigt de in §6.5 getrokken conclusie dat de sterkte bij de predicties te hoog is ingeschat.

Tenslotte is bevestigd dat het extrapoleren van vervormingen bij normale hoogwaterstanden naar extreme ontwerpomstandigheden gevaarlijk is: de vervormingen kunnen vanaf een bepaalde situatie (overschrijden van een kritieke hoogte en duur buitenwaterstand) plotseling snel toenemen.

## 6.7 Vergelijking met LTV-benadering

In bijlage 6.3 is de situatie tijdens de proef doorgerekend met de in de Leidraad Toetsen op Veiligheid [LTV, 1999] voorgeschreven aanpak, d.w.z. bij een veilige schematisatie van ondergrond en waterspanning, en bij rekenwaarden voor de sterkte-eigenschappen. Doel hiervan was om inzicht te krijgen in:

- De overall veiligheid in de LTV-regels t.o.v. bezwijken;
- Verschillen tussen individuele geotechnische adviseurs;
- Verschillen bij gebruik van cel- of triaxiaalproefresultaten.

### *Resultaten analyse volgens toetsingsprocedure oorspronkelijke dijk bij MHW*

In bijlage 6.3 zijn de uitgangspunten en uitkomsten beschreven van de door 5 onafhankelijke adviseurs in de zomer 2001 uitgevoerde analyses. Het betrof de oorspronkelijke dijk zonder afgegraven achterland bij MHW van NAP + 3,50m als belasting. Op basis van beperkt grondonderzoek en rekenwaarden voor de parameters kwamen zij gemiddeld tot een stabiliteitsfactor van 0,85. Ten opzichte van de voor de Krimpenerwaard vereiste 1,17 (inclusief schadefactor) een factor  $1,17/0,85 = 1,4$  te laag. De dijk zou dus zijn afgekeurd.

Parallel zijn door twee studenten van de Hogeschool Den Bosch in het kader van hun afstudeerwerk Plaxis berekeningen uitgevoerd [Hogeschool Den Bosch, 2002]. Zij voerden eveneens het oorspronkelijke dijkprofiel in en MHW als belasting. Echter voor de laagopbouw in de bodem en de sterkteparameters hebben zij de schematisatie gebruikt zoals voor de predicties voor de praktijkproef (gebaseerd op uitgebreid grondonderzoek, zie hoofdstuk 4). De ingevoerde sterkteparameters betreffen de gemiddelde waarden uit de triaxiaalproeven (dus geen rekenwaarden). Hiermee resulteerde een stabiliteitsfactor van 1,72. Dit wil zeggen ongeveer een factor 1,5 hoger dan de vereiste 1,17. Indien dit resultaat, gebaseerd op gemiddelde sterkteparameters, zou hebben gestamd uit de periode van vòòr 1985, dan zou deze dijk, ook heden ten dage, waarschijnlijk zijn goedgekeurd (zie Leidraad Toetsen op Veiligheid, Katern 5 Dijken, macrostabiliteit binnenwaarts). Dit wijst op een aanzienlijk verschil tussen uitkomsten op basis van rekenwaarden en die verkregen met gemiddelde waarden zoals in de periode vòòr 1985 gebruikelijk was. Onzeker is evenwel of de bij de predicties gevonden hogere stabiliteitsfactoren uit Plaxis ten opzichte van die met MStab methode Van, ook hier een rol speelt.

### *Resultaten analyse volgens toetsingsprocedure van de condities tijdens bezwijken*

Dit onderzoek bouwt voort op een eerder uitgevoerd ringonderzoek waar vijf verschillende adviseurs van drie verschillende geotechnische adviesbureaus hebben meegewerkt [GeoDelft, 2002r].

Normaliter wordt bij de toetsing de ontwerpwaterstand (MHW) als uitgangspunt gehanteerd. In dit geval zijn hiervoor in principe de gemeten condities tijdens bezwijken aangehouden. Zoals in de bijlage is aangegeven leidt dit bij alle adviseurs tot een oprijfveiligheid kleiner dan 1, ofwel: de gemeten stijghoogte is groter dan door hen bepaalde grenspotential (= de stijghoogte waarbij juist een oprijfveiligheid van 1 wordt bereikt). Alle adviseurs hebben gemeend de stijghoogte in de Pleistocene zandlaag te moeten reduceren tot de grenspotential, omdat zij dat in de ontwerp- en toetsingspraktijk ook altijd doen in situaties waarbij de oprijfveiligheid

onder maatgevende omstandigheden kleiner is dan 1. Het rekenen met een totaal verlies van schuifsterkte in het achterland, zoals de LTV voor deze situatie voorschrijft, wordt door geen van de adviseurs gedaan; één van de adviseurs rekent in plaats daarvan met een tot 30% gereduceerde schuifsterkte, terwijl de beide andere adviseurs behalve met de methode Bishop ook met de methode Van rekenen. De resultaten zijn samengevat in Tabel 6.2.

Tabel 6.2 Berekende stabiliteitsfactoren volgens LTV-aanpak met gereduceerde waterspanningen (zie ook bijlage 6.3)

Adviseur	Regionale proeven	Lokale proeven		
	Cel	triaxiaal, 2% rekwaarde	triaxiaal, 5% rekwaarde	Triaxiaal, bezwijkwaarde
I	0,65	0,51	0,67	0,85
IV	0,62	0,56	-	-
V	0,47	0,24	0,42	0,71

#### *Overall-veiligheid in toetsingsmethode*

Gemiddeld wordt door de adviseurs gevonden  $SF = 0,6$  à  $0,7$ , voor een situatie waarvoor in werkelijkheid bezwijken optreedt (per definitie:  $SF = 1,0$ ). Indien de resultaten van triaxiaal bezwijkwaarden niet worden gebruikt (zie Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TRWG, 2001], blz. 116 ‘grijs gebied’) en 0,24 als laagste resultaat wordt genegeerd, resulteert bijna  $SF = 0,6$  als gemiddelde. Impliciet wordt voor de bij Bergambacht onderzochte situatie in de toetsings-aanpak een overall veiligheidsfactor van  $1,0/0,6 \approx 1,6$  t.o.v. bezwijken gehanteerd. Normaliter wordt als criterium voor dijken in de Krimpenerwaard (en veel andere polders in het benedenrivierengebied) gehanteerd dat de met deterministische modellen (met rekenwaarden voor de materiaalparameters) bepaalde stabiliteitsfactor  $SF \geq 1,17$ . Deze waarde is gebaseerd op de dijkringbenadering, waarbij factoren meespelen als de lengte van de dijkring en de toegestane faalkans. Ten opzichte van dit criterium is de overall-veiligheidsfactor ca. 1,9.

#### *Verschillen in schematisatie ondergrond en parameters*

Het toetsingsresultaat hangt voor een belangrijk deel af van de wijze waarop dijk, ondergrond, waterspanningen etc. door de geotechnische adviseur wordt geschematiseerd. Dit leidde al tot grote verschillen tussen adviseurs (ondanks dat hier bv. opdrijven uit de Holocene getijvoerende laag op voorhand al was uitgesloten). Daarnaast zijn er zelfs bij de min of meer gestandaardiseerde parameterbepaling nog interpretatieverschillen mogelijk. Uit tabel 6.2 blijkt dit te resulteren in een variatie van  $\pm 0,1$  à  $0,3$  in de stabiliteitsfactor.

#### *Cel- of triaxiaalproef*

Uit eerder onderzoek is gebleken dat bij gebruik van triaxiaalproefresultaten significant hogere rekenwaarden voor de sterkte-eigenschappen worden gevonden, dan bij gebruik van celproefresultaten [GeoDelft, fitfactoren]. Uit tabel 6.2 blijkt dat:

- bij het gebruik van triaxiaalproeven het verschil tussen 5% rek en relatief groot is. Dit verschil wordt niet door de bijbehorende materiaalfactor gecompenseerd waardoor “bezwijkrek” tot ongeveer 30% hogere stabiliteitsfactoren leidt.
- triaxiaalproeven bij 2% en 5% rek grenzen in het geval Bergambacht echter niet hebben geleid tot een hogere sterkte dan zou zijn gevonden bij celproeven. Globaal komen de resultaten met de regionale celproevenverzameling redelijk overeen met de resultaten met de lokale triaxiaalproevenverzameling bij 5% rek. Een oorzaak is de grotere spreiding in triaxiaalproefresultaten mede vanwege het kleinere aantal proeven per onderscheiden grondlaag.

*Opdeling onzekerheidsmarge*

In tabel 6.3 is aangegeven hoe de onzekerheidsmarge verdeeld kan worden gedacht over de belangrijkste onzekerheidsbronnen. Dit is zowel voor de predictie als voor de toetsing gedaan.

Tabel 6.3: Opdeling correctie- en onzekerheidsfactoren (eerste indicatie)

Onzekerheidsfactor	Correctiefactor Predictie / bezwijken	onzekerheidsfactor toetsing / bezwijken	opmerking
Tijdseffect	0,9	??	normaliter niet meegenomen
3D-effect	1,1	??	normaliter niet meegenomen
Schematisatie Parameters	1,1 sterkte	'veilig'	geen expliciete eis
	1,15 belasting	ca. 1,35	verw. waarde naar rekenwaarde
Modelfactor	1,05	1,05	add. factor bij toepassing Van- model
Overall-factor	1,3	ca. 1,8	

## 7 Overloop- en bresgroeioproef

### 7.1 Inleiding

Bij de opdrijfproef in Bergambacht is de dijk op 28 november bezweken waarbij het grootste deel van de kruin met ruim een meter is verzakt. Wat resulteerde was een afgeschoven dijk met een smalle strook in tact gebleven kruin. Onder meer voor RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde en voor enkele projecten binnen de Delft Cluster thema 2 en 3 betekende dit een geschikte mogelijkheid voor een vervolgproef gericht op erosie door overlopen en bresgroei. De kleiige kern van de reeds gedeeltelijk afgeschoven dijk maakte deze proef extra interessant.

In de korte tijd van één week werd een kijkproef voorbereid en uitgevoerd. De doelstelling van deze proef was het verkrijgen van inzicht in (orde van grootte van) de tijdspanne dat een (bezweken) dijk nog water kan keren bij een zeer hoge buitenwaterstand.

De proef is op donderdag 6 december 2001 uitgevoerd en wordt in hoofdlijnen in dit hoofdstuk beschreven. Aangezien het om een kijkproef ging, is er niet op uitgebreide schaal gemeten. Wel is er tijdens de proef geobserveerd wat er gebeurde en na afloop van de proef zijn nog enkele metingen en classificatieproeven uitgevoerd.

Deze proef op een kleiige dijk kan worden gezien als een aanvulling op de bresgroeioproeven op een zanddijk in het Zwin en de overloopproef in Wissenkerke, beide in de loop van de negentiger jaren, en erosieonderzoek op grasbekledingen in de Deltagoot bij het Waterloopkundig Laboratorium. De proef sluit mede aan bij Delft Cluster project 'Dijkdoorbraakprocessen' (thema 3, basisproject 2, projectnummer 03.02.02).

### 7.2 Uitvoering

De proef is binnen een week voorbereid en uitgevoerd. Dit kon mede dankzij de configuratie van de opdrijfproef, met onder andere een damwandkuip over een lengte van vijftig meter aan de rivierzijde van de dijk en een afgraving van het achterland met bijna twee meter over een oppervlakte van ruim 2000 m<sup>2</sup>, waardoor het terrein tussen de oude en de nieuwe rivierdijk tijdens de proef niet snel volliep. In figuur 7.1 is het proefterrein weergegeven op donderdagochtend 6 december. Links is de damwandkuip te zien met daarachter de Lek. Rechts daarvan het niet-verzakte deel van de dijk met een bovenbreedte van bijna een meter. Hierop stonden ongeveer 30 piketten, om tijdens de proef eenduidig vast te kunnen leggen waar iets gebeurde. Daarnaast het met ruim een meter verzakte deel van de dijk en vervolgens het binnentalud met daarop nog enkele borden die verband houden met de monitoring van de opdrijfproef.



Figuur 7.1: Proefterrein donderdagochtend, kort voor de laatste voorbereidingen.

In [GeoDelft/Delft Cluster, 2002] zijn de belangrijkste voorbereidingen voor de proef op woensdag 5 december beschreven. Ook is daarin het verloop van de proef zelf op donderdag 6 december in detail beschreven, zowel het gedeelte dat betrekking heeft op het ontstaan en de groei van een bres in de buitenberm (de ‘tuimelkade’) als het gedeelte dat betrekking heeft op het binnentalud.

Op woensdag 5 december is de damwandkuip tot aan de rand van de tuimelkade volgezet met water. Hierdoor werd de tuimelkade betrekkelijk papperig en ontstonden kleine stroompjes over de verzakte kruin van de dijk. Donderdagochtend 6 december gebeurde dit weer, toen de damwandkuip met behulp van de beperkte pompcapaciteit van de bemaling van het achterland (maximaal circa  $100 \text{ m}^3/\text{uur}$ ) opnieuw tot aan de rand van de tuimelkade werd vol gezet. Om twaalf uur begon de kade over te lopen, waarna in tien minuten tijd een bres ontstond in de kade.

Na een pauze van ongeveer drie kwartier konden ook twee van de drie grote centrifugaalpompen (capaciteit circa  $800 \text{ m}^3/\text{uur}$  per stuk) worden ingezet, waarna de proef werd voortgezet. Ruim een uur later is opnieuw een pauze ingelast, ditmaal van ongeveer een half uur, waarna er met drie centrifugaalpompen is verder gegaan.

Tegen het einde van de proef, ruim vier uur na het ontstaan van de bres, zag deze er uit zoals weergegeven in figuur 7.2. Het overlopen van het binnentalud is weergegeven in figuur 7.3. De breedte van het overstroomde deel van het binnentalud bedroeg ongeveer 12 meter. Bij een debiet van 1700 tot  $2500 \text{ m}^3/\text{uur}$  betekent dit dat het overloopdebiet 40 tot  $60 \text{ l/s/m}$  bedroeg. In relatie tot de in de Leidraden Boven- en Benedenrivierengebied en de Leidraad Toetsing op Veiligheid vermelde maximaal toelaatbare waarde ( $10 \text{ l/s/m}$ ) veroorzaakte dit hoge debiet opvallend weinig schade. Na circa vier uur bedroeg de erosiediepte niet meer dan ongeveer een halve decimeter. De proef is kort voor zonsondergang gestopt, omdat er betrekkelijk weinig veranderingen optraden en omdat de omstandigheden zodanig waren dat de proef alleen bij daglicht kon worden uitgevoerd.





Figuur 7.2: Bres in tuimelkade, met stroming grotendeels onder de asfaltstrook door.



Figuur 7.3: Overlopen van het binnentalud kort voor het einde van de proef.

### 7.3 Conclusies en aanbevelingen

Bij de aansluitend op de opdrijfproef uitgevoerde overloop- en bresgroeiproef in het proefvak Bergambacht zijn twee onderdelen onderscheiden:

1. ontstaan en groei van een bres in de tuimelkade;
2. overloop van het binnentalud.

Ten aanzien van het eerste onderdeel kan worden geconcludeerd dat in korte tijd een bres ontstond in de kleiige tuimelkade, waarvan de groei vervolgens in hoge mate beperkt bleef door zowel de grasmatten op het buitentalud als door de zeer harde klei/grind/asfaltlaag die ter plekke

aanwezig bleek te zijn en zeer erosiebestendig was. Meer in het algemeen zal voor dit type dijken gelden dat een dergelijke laag, waardoor bresgroei in belangrijke mate geremd wordt, ook elders aanwezig kan zijn.

Zekerheid dat er ook daadwerkelijk sprake zal zijn van een sterk geremde bresgroei zoals in de hier beschreven proef is waargenomen is in de praktijk evenwel moeilijk te verkrijgen. Hierbij moet worden bedacht dat die zekerheid in het algemeen voor een lange dijkstrekking (ten opzichte van de vijf meter breedte van de bres in deze proef) moet kunnen worden gegarandeerd. De snelheid waarmee een bres in een kleidijk kan groeien zal daarom mede uit aanvullende praktijkproeven moeten worden bepaald. Voor de Nederlandse praktijk zal hiervoor aansluiting kunnen worden gezocht bij proeven die in 2002 in Duitsland zullen worden uitgevoerd en waar Delft Cluster via het al eerder genoemde project 'dijkdoorbraakprocessen' (projectnummer 03.02.02) bij betrokken is.

Ten aanzien van de overloop van het binnentalud kan worden geconcludeerd dat slechts weinig schade is opgetreden, ondanks het betrekkelijk hoge overloopdebiet. Afgaande op de resultaten van één van de classificatieproeven en de richtlijnen in de Leidraad Toetsen op Veiligheid (katern 8, hoofdstuk 4) zou ook geen schade verwacht hoeven te worden. Hierbij dient wel te worden aangetekend dat in de Leidraad alleen onderscheid wordt gemaakt tussen overloopdebieten groter of kleiner dan 0,1 l/m/s. Het tijdens deze proef gerealiseerde debiet was enkele orden groter, zodat de vraag opdoemt of hier wel rekening mee gehouden is. Wel geldt in dit geval dat op basis van de Leidraad terecht de score 'goed' is toegekend.

## 8 Meerwaarde praktijkproef Bergambacht voor adviespraktijk

De in Bergambacht uitgevoerde praktijkproef is geïnitieerd vanuit het thema actuele of werkelijke sterkte van dijken. Met de proef en de ermee samenhangende activiteiten wordt beoogd nieuwe informatie en inzicht te genereren waarmee de werkelijke sterkte van dijken beter kan worden vastgesteld. Mede gebaseerd op het gedrag van de rivierdijken tijdens het hoogwater van 1995, wordt hierbij gestreefd naar identificatie van de (onderdelen binnen de) onzekerheidsmarge en, indien mogelijk, reductie ervan. Het maatschappelijk belang en de financiële winst die daarmee kan worden verkregen is aanzienlijk, met name ook in het licht van de zwaardere hydraulische randvoorwaarden waarmee wellicht in de toekomst rekening moet worden gehouden.

De analyse en evaluatie van de resultaten van de praktijkproef heeft interessante conclusies opgeleverd, welke voor een deel nu reeds tot verbetering van de ontwerp- en toetsingspraktijk leidt. Bedoeld wordt het door GeoDelft in het kader van het project proefvak Bergambacht verbeterde en gevalideerde rekenmodel 'methode Van' ter beoordeling van macrostabiliteit in relatie tot opdrijven. De voor toepassing van dit model voorgestelde modelfactor van 1,05 wordt, op basis van de analyse en evaluatie van de praktijkproef, onderschreven vanuit de projectgroep Proefvak Bergambacht. Na invoering van deze modelfactor levert de nieuwe methode 3 tot 5% lagere stabiliteitsfactoren hetgeen tot reductie van de voorheen benodigde stabiliteitsverhogende maatregelen leidt. Het in Mstab opgenomen opdrijfmodel 'methode Van' is eind mei 2002 beschikbaar gesteld aan ingenieursbureaus voor gebruik in de adviespraktijk.

Voor een aantal andere aspecten, zowel in relatie tot opdrijven als in meer generieke verband voor ontwerp en toetsing van waterkeringen, heeft het project belangrijke nieuwe informatie en inzicht opgeleverd. Deze informatie is in die zin uniek dat ze een afgeleide is van het bij de praktijkproef doorlopen traject vanaf het (voor)ontwerp en de predictie tot en met de analyse en evaluatie ervan in relatie tot het bij bezwijken gemeten gedrag. M.a.w. de nieuwe informatie is direct gerelateerd aan het werkelijke gedrag van de dijk tijdens bezwijkbelasting. Hiermee fungeert de praktijkproef Bergambacht als belangrijk ijkpunt wanneer deze aspecten in de nabije toekomst worden beoordeeld in het licht van de actualisatie van de overall veiligheidsaanpak

Belangrijke informatie is verkregen op de volgende onderdelen:

- de *invloed van het 3-D effect* dat tot extra weerstand tegen bezwijken leidt. Tijdens de praktijkproef bleek deze invloed aanzienlijk groter dan waarvan tot nu toe in de adviespraktijk wordt uitgegaan. De huidige praktijk voorziet in het beperken of zelfs achterwege laten van de stabiliteitsberm over maximaal 15m in specifieke knelpuntsituaties met compensatie in de naastgelegen gedeelten. De verwachting is dat locale optimalisatie kan leiden tot coupurelengte van 30 à 50m (voor geometrische omstandigheden à la Bergambacht). Hiervoor is een vervolgetraject vereist waarin de Bergambacht resultaten worden gegeneraliseerd en daarmee de toepasbaarheid vergroot.
- het *tijdseffect en de relatie sterkte – vervorming*. Voorafgaand aan de praktijkproef trad een scheur op in het wegdek op de kruin van de dijk welke zich verder ontwikkelde tot aan bezwijken op 28 november. Uiteindelijk bezweek de dijk pas bij stijghoogtecondities in het Pleistoceen die vergelijkbaar zijn met een rivierwaterstand van NAP + 4,70m (ongeveer 0,5m onder de kruin van de dijk). Voorafgaand aan bezwijken bedroeg de maximale vervormingssnelheid 0,01 m/uur en was de verplaatsing in totaal ca. 0,1m. Het bezwijken trad vrij plotseling, d.w.z. binnen enkele uren op. Het betekent waarschijnlijk dat "bezwijken van de dijk" aan de hand van monitoring van verplaatsing niet voldoende nauwkeurig en tijdig te voorspellen is. Tegelijkertijd is vervorming van slappe holocene pakketten bij het stijgen van de rivierwaterstand naar MHW een onvermijdelijk verschijnsel. Met welke verplaatsingen van de dijk en achterland (in geval dat opdrijven

overheersend is) dit gepaard gaat als functie van de belastingsduur, is van belang om het beheer/beleid bij hoogwatercondities te ondersteunen. Voor dit 'operationele traject' heeft de praktijkproef belangrijke informatie opgeleverd waarmee vervormingsberekeningen (met bijv. Plaxis) kunnen worden getoetst.

- Schematisatie van de dijk en ondergrond. Parallel aan de activiteiten voor de praktijkproef Bergambacht is door 5 onafhankelijke adviseurs de dijk beoordeeld volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid. Zij kwamen op basis van identieke voorinformatie tot ca. 25% afwijkende 'adviezen'. Belangrijke oorzaak is de wijze waarop de bodemopbouw wordt geschematiseerd uit het in-situ grondonderzoek. Blijkbaar is er sprake van een ruime mate van vrijheid bij de interpretatie van grondonderzoek tot het voor de stabiliteitsanalyse benodigde ondergrondmodel. Ook bij de praktijkproef zelf bleek deze ruime marge aanwezig tijdens het groeiende proces van (voor)ontwerp en predictieberekeningen. Hierbij speelt de onzekerheid over de precieze ligging en afmetingen van de geulopvulling een belangrijke rol. De indruk bestaat dat de beschikbare 'interpretatieruimte' bij ontwerp en toetsing in het algemeen conservatief wordt ingevuld. Vastgesteld is dat het belang van beperking van de interpretatievrijheid groot is met het oog op uniformering van het waardeoordeel bij ontwerp en toetsing en in relatie tot mogelijke optimalisatie van de omvang van grondonderzoek. Dit vereist aanwijzingen voor de interpretatie en tot op zekere hoogte normering ervan. Indien deze normering aan de optimistische kant ligt binnen van de huidige interpretatiemarge zal er in de toekomst sprake zijn van winst welke evenwel in de meeste gevallen niet direct zichtbaar zal zijn.
- de sterkteparameters. De predicties voor de praktijkproef Bergambacht zijn gebaseerd op sterkteparameters uit triaxiaalproeven. Daarnaast zijn tijdens de evaluatie van Bergambacht ook celproefresultaten gebruikt bij het doorlopen van de LTV procedure voor de proefvakcondities (zie paragraaf 6.7). Tezamen met het ijkpunt in relatie tot het bezwijken in de praktijkproef is hiermee unieke informatie beschikbaar om de discussie rond de materiaalfactoren voor de triaxiaalproef (in het Technisch Rapport waterkerende Grondconstructies aangegeven als 'grijs gebied') te voeden en te beëindigen.
- de reststerkte van een dijk nadat instabiliteit een deel van de kruin had aangetast. Na het bezwijken van de dijk in Bergambacht is een reststerkte/bresgroeiproef uitgevoerd. Na het ontstaan van een bres in de zandige toplaag, trad vervolgens nauwelijks erosie op, ondanks het zeer grote overloopdebiet van ongeveer 50 l/s per m dijk lengte gedurende meerdere uren. Gebleken is daarbij dat een (oude) kleikern aanzienlijk meer reststerkte bezit (kan bezitten) dan volgens de vigerende leidraden mag worden aangenomen;
- met het hiervoor genoemde, verbeterde stabiliteitsmodel (methode Van) is de methode voor ontwerp en toetsing van dijken in opdrijfsituaties aangescherpt. Het model heeft echter ook tekortkomingen omdat de grootte van de vervorming van de grond geen rol speelt en het bezwijkvlak tot op zekere hoogte wordt opgelegd. Deze tekortkomingen worden in principe opgeheven in rekenmodellen gebaseerd op eindige elementen, bijv. Plaxis. Door de projectgroep Praktijkproef Bergambacht wordt in relatie tot de meerwaarde die Plaxis kan bieden (en op basis van de onderlinge vergelijking van rekenmodellen, zie hoofdstuk 3) voorgesteld om de modelfactor voor Plaxis berekeningen op 1,0 vast te stellen.
- De praktijkproef heeft ook belangrijke informatie opgeleverd met betrekking tot zwel en piping. Tijdens de praktijkproef traden in het achterland een aantal wellen op waardoor zand en veenresten werden afgevoerd. Deze wellen bleven ze ook bij de maximale infiltratiedebieten klein van omvang. De waterspannings-metingen leverden geen aanwijzing op dat de stijghoogte in de diepere afnam als gevolg van de wellen.

Met de verkregen informatie is aanscherping van de betreffende onderdelen bij ontwerp- en toetsing in de nabije toekomst mogelijk. Echter hiervoor is nog wel een natraject vereist om de (fysische) onderbouwing te vergroten en te verbreden tot meer generieke toepasbaarheid. Tevens dienen de verschillende onderdelen in onderling verband te worden beschouwd in relatie tot de overall veiligheidsfilosofie voor waterkeringen en de feitelijke veiligheidsaanpak in de

procedures voor ontwerp en toetsing. De binnenkort uit te voeren aanzet voor de actualisatie van de veiligheidsbenadering zal uitsluitsel geven over de prioriteiten bij de nadere uitwerking.

In hoofdstuk 9 (*onderdeel 'Belang resultaten praktijkproef voor toekomstige veiligheidsaanpak'*) worden de belangrijkste resultaten van de praktijkproef besproken in relatie tot de huidige leidraden en technisch rapporten en de mogelijke aanscherping ervan. Bij een aantal onderdelen zijn de bevindingen en conclusies van de projectgroep praktijkproef Bergambacht weergegeven in aanbevelingen voor verdere aanpak.

## 9 Samenvatting, conclusies en nabeschuiving

### Context: praktijkproef als ijkpunt

De praktijkproef in Bergambacht moet worden gezien als een ijkpunt van ca. 20 jaar onderzoek naar het mechanisme ‘macrostabiliteit bij opdrijven’:

- Start was de afschuiving bij Streefkerk (1984).
- Spoedig gevolgd door de ontwikkeling van Mlift (periode 1985 tot nu).
- Pas zeer recent, nadat al ruim 15 jaar was geadviseerd, is Mlift verbeterd naar de methode Van, parallel met verificatie met een geocentrifugeproef (2000) en Plaxis berekeningen.
- Tenslotte de uitvoering van de praktijkproef bij Bergambacht (2002).

Ook in breder verband, in relatie tot de veiligheidsfilosofie als geheel moet de praktijkproef als een zeer belangrijk ijkpunt worden beschouwd. De combinatie (voor)ontwerp/predictie – meetresultaten tijdens bezwijkproef – analyse en evaluatie/postdictie leveren een unieke informatiebron waarmee de discussie op tal van onderdelen binnen de veiligheidsbenadering kan worden gevoed en versneld.

### Geslaagde praktijkproef: zeer grote afschuiving door opdrijven

In september en november 2001 zijn praktijkproeven uitgevoerd op de oude Lekdijk nabij Bergambacht. Bij deze proeven stond het opdrijven als inleidend mechanisme voor bezwijken van de dijk centraal. Tijdens de septemberproef werd begin van bewegen waargenomen. Tijdens de tweede proef trad op 28 november bezwijken van de dijk op. De afmetingen van de afschuiving waren zeer groot:

- 100 m in de lengterichting van de dijk;
- de diepte van de afschuiving bedroeg ca. 17 m (vanaf de kruin van de dijk) en 12 m (onder het maaiveld in het achterland);
- binnenwaarts strekte de afschuiving zich tot ongeveer 30 buiten de binnentoe uit.

De afschuiving was goed zichtbaar. Bij het uittredende glijvlak was op de kruin een abrupt hoogteverschil te zien van plaatselijk zelfs meer dan één meter. Nabij de uiteinden nam het hoogteverschil af. Daar waar het glijvlak omhoog naar het binnentalud en achterland was het nauwelijks zichtbaar. Het maaiveld in het achterland kwam omhoog tot maximaal 0,8 m in het midden van het proefvak.

Geconcludeerd wordt dat de dijk bezwaken is zoals vooraf is geprogrammeerd. In hoofdlijnen zijn de in de afgelopen jaren verkregen inzichten met betrekking tot ‘macro-stabiliteit bij opdrijven’ bevestigd. Alleen de 100 m lengte van het bezwijkvlak was groter dan de vooraf ingeschatte 50 m. Na afloop van de proef is vastgesteld dat de grote extra weerstand aan de uiteinden (het 3D-effect) heeft verhinderd dat de 50 m brede afschuiving kon optreden. Gebleken is dat optimalisatie van de toetsingsmethode vooral moet worden gerealiseerd door het reduceren van (onderdelen van) de onzekerheidsmarge. De praktijkproef is daarmee volledig geslaagd.

### Terugkijkend op praktijkproef en voorbereidingstraject

De projectgroep praktijkproef Bergambacht is eind 199 van start gegaan. Begin 2000 is in samenspraak met de klankbordgroep besloten om het proefvak in te richten ten behoeve van de verificatie van macro instabiliteit bij opdrijven. Bij de totstandkoming van de proef zijn zeer veel keuzes gemaakt. Hierbij zijn risico's geaccepteerd. Allereerst door de keuze voor het meest interessante en omvangrijke maar ook het moeilijkst te realiseren mechanisme (macrostabiliteit bij opdrijven). Maar ook door het kiezen voor een gereduceerd monitoringsprogramma, en het niet op voorhand kunnen garanderen dat de op te leggen belasting groot genoeg is om daadwerkelijk bezwijken te krijgen. Daar tegenover staat, dat gekozen is voor een stapsgewijs



leerproces: eerst een testproef, daarna de septemberproef, en vervolgens de novemberproef. Uiteindelijk heeft dit tot een geslaagde proef geleid waarbij het gezochte mechanisme is gevonden en geverifieerd en de meest essentiële informatie is verzameld.

#### Bezwijken in de loop van de tijd in relatie tot 'vervorming en sterkte'

Het bezwijken trad weliswaar niet plotseling op maar verliep wel vrij snel in de tijd. De hiervoor genoemde maximale verplaatsingen werden na ongeveer 5 uur bereikt. In de verplaatsingsmetingen was sprake van een sterke ombuiging binnen één uur van een kleine naar een veel grotere verplaatsingssnelheid in de orde van 0,1 m/uur. Ook tijdens de voorafgaande proeffasen in september en november waarbij in totaal minder dan 0,1 m verplaatsing optrad was er sprake van een belangrijk tijdseffect.

Tijdens de praktijkproef was er sprake van maximale voorinformatie. Desondanks was het moment van bezwijken moeilijk te voorspellen aan de hand van het vervormingsverloop voorafgaand daaraan. Dit bevestigt de reeds eerder bestaande zorg dat evacuatiebeslissingen moeilijk op basis van een scherp en praktisch bruikbaar vervormings- of verplaatsingscriterium kunnen worden genomen. Echter, op grond van de praktijkproef kan nu toch beter worden beoordeeld welke voorinformatie het meest relevant is bij dijkbewaking en evacuatiebeslissingen en wanneer deze informatie doorslaggevend kan zijn. Bij het beantwoorden van deze vraag moet ook de bestuurlijke context worden meegenomen.

#### Rekenmodel Methode Van gevalideerd en geverifieerd

Voorafgaand aan de uitvoering van de praktijkproef is het rekenmodel voor macrostabiliteit in oprijfsituaties verbeterd en gevalideerd met behulp van modelproeven in de geocentrifuge. De praktijkproef heeft de toepasbaarheid van dit nieuwe model (methode Van) bevestigd. De voorgestelde modelfactor van 1,05 wordt op basis van de analyse en evaluatie van de praktijkproef door de projectgroep Praktijkproef Bergambacht onderschreven. Na invoering van deze modelfactor levert de nieuwe methode 3 tot 5% lagere stabiliteitsfactoren en daarmee reductie van de voorheen benodigde stabiliteitsverhogende maatregelen. Het in MStab opgenomen oprijfmodel 'methode Van' is eind mei 2002 beschikbaar gesteld aan ingenieursbureau voor gebruik in de adviespraktijk.

#### Conditie tijdens praktijkproef versus hoog water op de rivier

De maatgevende waterstand ter plekke bedraagt ongeveer NAP + 3,50 m. In het kader van het Bergambacht project is dit MHW in de zomer 2001 door vijf onafhankelijke adviseurs als belasting ingevoerd voor de beoordeling van de oorspronkelijke dijk (d.w.z. zonder de 2 m afgraving van het achterland) volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid. Gemiddeld kwamen zij tot een stabiliteitsfactor SF van 0,85 waar voor de Krimpenerwaard 1,17 (schadefactor voor de Krimpenerwaard waarin dijkringlengte en toegestane faalkans zijn verdisconteerd) als norm geldt. De oude dijk zou dus als ruim onvoldoende zijn gekwalificeerd.

Dezelfde condities (niet afgegraven achterland en MHW) zijn ingevoerd in stabiliteitsberekeningen met methode Van en in Plaxis door twee studenten van de Hogeschool Den Bosch. Voor de laagopbouw is de schematisatie ingevoerd zoals bij de predicties voor de praktijkproef. De ingevoerde sterkteparameters betreffen de gemiddelde waarden uit de triaxiaalproeven (dus geen rekenwaarden). De resulterende stabiliteitsfactoren zijn 1,74 bij methode Van en 1,72 bij Plaxis, d.w.z. beide ongeveer een factor 1,5 hoger dan de vereiste 1,17. Indien dit resultaat, gebaseerd op gemiddelde sterkteparameters, zou hebben gestamd uit de periode van vòòr 1985, dan zou deze dijk, ook heden ten dage, waarschijnlijk zijn goedgekeurd (zie Leidraad Toetsen op Veiligheid, Katern 5 Dijken, macrostabiliteit binnenwaarts [LTV, 1999]). Dit wijst op een aanzienlijk verschil tussen de uitkomsten op basis van rekenwaarden en die verkregen met gemiddelde waarden zoals in de periode vòòr 1985 gebruikelijk was.



In 1953 heeft de dijk in Bergambacht een waterstand van ongeveer NAP + 3,80 gekeerd. Deze waterstand was evenwel van relatief korte duur en het betrof de dijk van vòòr de laatste verzwarening.

Bij de praktijkproef werd het opdrijven van het achterland achter de dijk opgewekt door het verhogen van de stijghoogte in het Pleistoceen door waterinfiltratie vanaf de kruin van de dijk. Omrekening van de tijdens bezwijken op 28 november aanwezige stijghoogtes levert een corresponderende rivierwaterstand op van ongeveer NAP + 4,70 m. Dit is ca. 0,5 m onder het niveau van de kruin van de dijk.

De tijdens de bezwijkproef gemeten stijghoogte (belasting overeenkomend met NAP + 4,70 m op de rivier) is ook beschouwd door drie van de hiervoor genoemde adviseurs ten behoeve van een oordeel over de proefcondities in relatie tot de toetsingsprocedure. Afgezien van de 2 m ontgraving van het proefvak achter de dijk handhaafden zij hun eerdere bodemschematisatie. Zij kwamen gemiddeld tot een stabiliteitsfactor van 0,60 (gemiddelde van cel- en triaxiaalproeven 2 en 5% rek). Ten opzichte van de norm van 1,17 betekent dit een factor 1,9 te laag. Ten opzichte van het resultaat van de proef (waarvoor een stabiliteitsfactor van 1,0 is gedefinieerd) levert de toetsingsprocedure een factor  $1,0/0,60 = 1,65$ .

Om het resultaat van  $SF = 0,6$  te bereiken hebben alle drie de adviseurs de gemeten stijghoogtes aanzienlijk gereduceerd (tussen 0,8 en 1,5m reductie) vanwege het eerder bereiken van opdrijven in het achterland.

De twee belangrijke uitkomsten volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid:

- gemiddelde stabiliteitsfactor 0,6 bij een rivierwaterstand van ongeveer NAP + 4,70 m (omstandigheden bij bezwijken in praktijkproef)
- gemiddelde stabiliteitsfactor 0,85 bij MHW = NAP + 3,50 m

zijn omgerekend naar de rivierwaterstand waarbij volgens de LTV procedure de voor Krimpenwaard vereiste stabiliteit van 1,17 wordt bereikt. Deze waterstand bedraagt ca NAP + 2,50 m. Met het gegeven dat de dijk bij NAP + 4,70 m is bezweken komt hieruit naar voren dat de veiligheidsmarge uitgedrukt in rivierwaterstand meer dan 2 m bedraagt voor Bergambacht als case. Dit is een opmerkelijk resultaat onder meer ook in relatie tot het positieve effect van slechts enkele dm welke van de maatregelen in het kader van ruimte voor de rivier wordt verwacht. Natuurlijk zijn het niet geheel vergelijkbare aspecten omdat de benodigde "hoogte" van een dijk niet kan worden ingeruild door "stabiliteit of sterkte". De meer dan 2m 'veiligheid in rivierwaterstand' bevestigt de indruk dat er in relatie tot stabiliteit/sterkte sprake is van een zeer aanzienlijke marge.

### Resultaten

#### *Predictie*

Voorafgaand aan de novemberproef is 20 cm horizontale verplaatsing ter plaatse van de overgang Holoceen-Pleistoceen voorspeld. Bezwijken werd – hoewel niet uit te sluiten – minder waarschijnlijk geacht. Voor de met Mstab methode Van berekende stabiliteitsfactor is een verwachtingswaarde  $SF = 1,25$  als voorspelling gegeven (inclusief 3-D invloed, tijdseffect en een modelfactor van 1,05) en  $SF_{\min} = 0,9$  als ondergrensschatting.

#### *Postdictie*

Tijdens de novemberproef is de dijk bezweken, bij wat hogere stijghoogte in het Pleistoceen doch lagere waterspanningen in het dijklichaam dan was verondersteld in de predicties. Invoeren van deze gemeten waarden in de predictieberekeningen levert  $SF = 1,15$  (voor verwachtingswaarden, inclusief modelfactor, 3-D invloed en tijdseffect). Op het moment van bezwijken en de daarbij opgetreden waterspanningen en overige belastingen is  $SF = 1,0$  gedefinieerd (zie tabel 9.1).

Het proefresultaat ligt nog binnen de bandbreedte: de werkelijke stabiliteit ligt ca. 15% beneden de verwachte stabiliteit. Dit duidt op een ongunstiger ondergrondmodel (laagopbouw, parameters), omstandigheden bij bezwijken (meetonzekerheid), 3D-effecten, tijdseffecten en/of modelonzekerheid.

#### *Methode Van versus Plaxis*

Ook met Plaxis zijn berekeningen uitgevoerd. De resulterende stabiliteitsfactoren (zowel predictie als postdictie) zijn hoger dan de waarden verkregen met Mstab methode Van. Omdat bij de Plaxis berekeningen problemen optraden bij het naderen en overschrijden van lokaal opdrijven, zijn de Plaxis uitkomsten niet als maatstaf gekozen voor de sterkte/stabiliteit. Afgezien van deze problemen, welke naar verwachting binnenkort worden opgelost, is gedurende het project de mogelijke meerwaarde van Plaxis berekeningen onderstreept. Met name in gevallen waar vervorming een rol speelt in het bezwijkproces of waar inzicht in vervorming en verplaatsing van dijk en achterland van belang is (o.a. voor dijkbeheer en beslissingen tijdens extreem hoogwater), zijn deze berekeningen onontbeerlijk.

#### *Analyse*

De postdictie leverde  $SF = 1,15$  (inclusief modelfactor 1,05) na middeling van de twee resultaten voor de westraai ( $SF = 1,02$ ) en de oostraai ( $SF = 1,26$ ). Het verschil tussen west- en oostraai wordt veroorzaakt door de duidelijk afwijkende bodemschematisatie in deze doorsneden. De voor de hand liggende aanname dat het proefvak ook aan de oostzijde is opgedreven tijdens bezwijken en de analyse van gemeten waterspanningen en verplaatsingen levert belangrijke aanwijzingen dat de bodemopbouw aan de oostzijde verkeerd is ingeschat (en daarmee de volumieke gewichten en sterkteparameters te hoog).

De analyse is gestoeld op een aantal aannames. Omdat sprake is van een bepaalde mate van onzekerheid is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd ten opzichte van de basisvariant. Daarbij is systematisch gekeken naar het effect van een aantal (min of meer) onzekere aspecten. Met name bleken hogere waterspanningen in de dijk en achterland (beide in Holoceen), lagere sterkteparameters in het actieve deel van het glijvlak en afwijkende condities in het rekenmodel een substantiële invloed te hebben (tussen 7 en 20% lagere stabiliteitsfactor).

#### *Invloed drie-dimensionaal effect*

Tijdens de evaluatie is geconcludeerd dat de bij de praktijkproef opgetreden extra weerstand aan de uiteinden van het glijvlak aanzienlijk groter is geweest dan waarvan tot nu toe in de adviespraktijk wordt uitgegaan. Het gevonden extra 3D effect van 10% bij het glijvlak van 100 m komt overeen met 33% als onder dezelfde condities een 30 m breed glijvlak wordt beschouwd. Concreet betekent het dat een 30 of 50 m breed glijvlak tijdens de praktijkproef niet is opgetreden omdat de grote 3D invloed dit verhinderde. Dit ondanks de voorafgaande pogingen om het effect door avegaren te reduceren en een ongeveer 50 m breed glijvlak te forceren. In de huidige adviespraktijk wordt de invloed af en toe aangewend in knelpuntsituaties door het lokaal beperken of zelfs achterwege laten van de steunberm (bermcouperes) over een breedte van maximaal 15 m. Op basis van de bij de praktijkproef opgedane ervaring wordt verwacht dat couperes tot 30 á 50 m (in met de praktijkproef vergelijkbare omstandigheden) mogelijk zijn.

#### *Bodemschematisatie en grondeigenschappen*

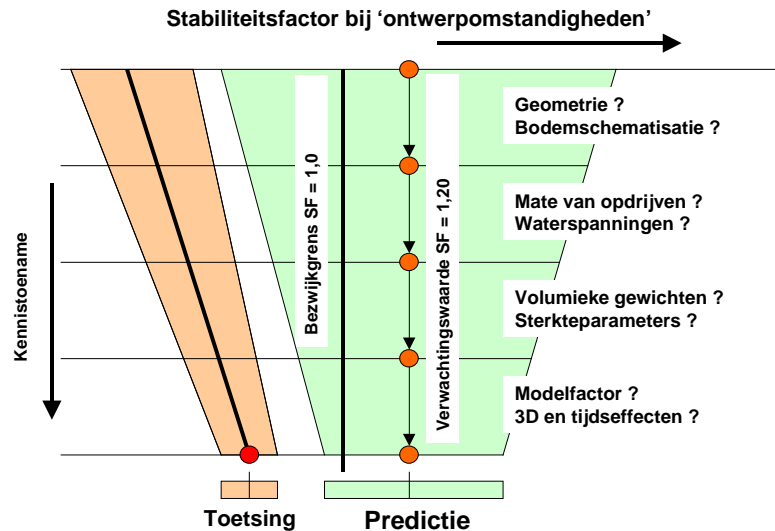
De uitkomsten van de LTV analyse door de vijf respectievelijk drie adviseurs laten, behalve de reeds eerder genoemde gemiddelde stabiliteitsfactoren, tevens aanzienlijke verschillen (tot ca 25%) zien die veroorzaakt worden door de verschillende interpretatie van de basisinformatie (in-situ grondonderzoek) tot de maatgevende laagopbouw van de bodem.

In het voortraject van de praktijkproef in Bergambacht is deze “hoge mate van interpretatie vrijheid” eveneens naar voren gekomen. Hierbij betrof het niet zo zeer de invloed van

verschillende adviseurs als wel de beleving van de betrokkenen bij ontwerp en predictie voor de praktijkproef. In dit verband is in hoofdstuk 4 vastgesteld dat in eerste instantie kennelijk nog te veel vanuit een conservatieve toetsings- of ontwerpoptiek is geïnterpreteerd. Met als gevolg dat de weerstand tegen opdrijven van het achterland in de tijd toenam. De hiervoor gemelde constatering (op basis van de analyse van waterspanningen en verplaatsing) dat bij de evaluatie is gebleken dat de bodemopbouw aan de oostzijde van het proefvak waarschijnlijk te sterk is ingeschat, kan worden opgevat als een voorbeeld van de omvang van de interpretatieruimte.

*Opdeling overall onzekerheid*

In figuur 9.1 is schematisch weergegeven in welke mate het verzamelen van informatie van de bodemopbouw, waterspanningen, grondeigenschappen en modelkeuze hebben bijgedragen in (de onzekerheid van) de predicties en de toetsingsresultaten.



Figuur 9.1: Afname onzekerheid Stabiliteitsfactor bij toenemende kennis

Tabel 9.1 geeft een indicatie over de verdeling van correctiefactoren (verdisconteren tezamen het verschil tussen predictie en proefresultaat) en onzekerheidsfactoren (vormen tezamen de overall veiligheidsfactor tussen bezwijkpunt en toetsingscriterium).

Tabel 9.1: Opdeling correctie- en onzekerheidsfactoren

Onzekerheidsfactor	Correctiefactor Predictie / bezwijken	Onzekerheidsfactor bezwijken / toetsing	Opmerking
Tijdseffect	0,9	??	Aanpassing waterspanning onderin Holoceen Deels wordt niet meegenomen
3D-effect	1,1	??	Normaliter niet meegenomen
Schematisatie (waaronder waterspanningen)	1,15	'veilig'	Geen expliciete eis
Parameters		ca. 1,35	Verw. waarde naar rekenwaarde
Modelfactor	1,05	1,05	Add. Factor bij toepassing Van-model
Schadefactor	-	1,17	
<b>Overall factor</b>	<b>1,2</b>	<b>ca. 1,9</b>	

Belang resultaten praktijkproef voor toekomstige veiligheidsaanpak

De veiligheidsfilosofie en aansluitende veiligheidsaanpak met betrekking tot de sterkte van dijken geeft invulling aan de in de wet vastgelegde eis dat “de sterkte zodanig moet zijn dat het maatgevende hoogwater veilig kan worden gekeerd”. De veiligheidsfilosofie levert de basis voor de normering in relatie tot de mogelijke faalmechanismen en de onzekerheden die daarbij in het geding zijn. De veiligheidsfilosofie en de basisnorm staat niet ter discussie (althans niet als gevolg van de Bergambachtproef) voor zover wordt gedefinieerd hoe de term “veilig” in de wet moet worden geïnterpreteerd. De uitwerking ervan in de veiligheidsaanpak en de procedures in de diverse vigerende leidraden en technisch rapporten geven de getalsmatige invulling binnen de het overall veiligheidsniveau en aanwijzingen voor schematisatie. Het is de weerspiegeling van de state of the art van kennis en inzicht en is daarmee tijdsgebonden. Verandering van inzicht en toename in kennis, bijvoorbeeld met betrekking tot verbeteringen in schematisatie, reductie van onzekerheden of het relatieve aandeel van onderdelen binnen de totale onzekerheidsmarge kunnen aanleiding zijn om de procedures te herzien.

De goed gedocumenteerde praktijkproef Bergambacht en de daarbij verworven kennis en inzichten is een belangrijke informatiebron en daarmee een belangrijk aanknopingspunt voor (lopende en toekomstige) discussies in relatie tot de voorgenomen actualisering van de veiligheidsfilosofie. Voor een aantal aspecten kan de uitgevoerde analyse worden opgevat als ‘richtinggevende verkenning’ en ijkpunt ten behoeve van een meer grondige analyse. De belangrijkste resultaten worden hier besproken in relatie tot de in de huidige leidraden en technisch rapporten beschreven veiligheidsaanpak en de mogelijke aanscherping ervan.

- de analyse van de praktijkproef en van de parallele activiteiten door de onafhankelijke adviseurs in relatie met de toetsingsprocedure hebben belangrijk inzicht verschaft in het relatieve aandeel van de onderscheiden onzekerheden binnen de totale onzekerheidsmarge. De schematisering van de ondergrond en de sterkteparameters levert met ca 50% het grootste aandeel (tabel 9.1: 1,35 x “veilig” binnen de totaalfactor 1,9). De onzekerheid rond het berekeningsmodel is relatief klein, orde 10%. Bij de actualisatie van de aanpak zal de inspanning vooral gericht moeten zijn op het in kaart brengen en reduceren bij “schematisering en parameters”, met name ook omdat de hiermee gepaard gaande onzekerheid een belemmering voor andere ontwikkelingen zoals optimalisatie van de omvang van het grondonderzoek.
- met betrekking tot de rekenmodellen voor opdrijf stabiliteit is gebleken dat het de methode Van goed voldoet. De voorgestelde modelfactor 1,05 kan aan de leidraden en technisch rapporten worden toegevoegd, evenals de modelfactor 1,00 bij gebruik van Plaxis. Indien vervormingen van overheersend belang zijn (voor het optreden van bezwijken of in relatie tot dijkbeheer) zal Plaxis uitkomst kunnen bieden.
- In de huidige voorschriften voor ontwerp en toetsing wordt geen aandacht besteed aan het positieve effect van de 3-D invloed bij het beoordelen van korte dijkstrekkingen. In feite worden alleen lange strekkingen beschouwd waarvoor een twee dimensionale analyse volstaat. In de adviespraktijk wordt het positieve effect af en toe aangewend voor oplossing van knelpuntsituaties tot een lengte van maximaal 15m. Dit betekent dat het mechanisme in beginsel bekend is. De praktijkproef Bergambacht heeft opgeleverd dat het effect aanzienlijk groter is geweest. Dit is met name van groot belang voor toetsing van dijken waar knelpunten veelvuldig voorkomen. Het is dus zeker verantwoord om er in de leidraden en technisch rapporten een afzonderlijk hoofdstuk aan te wijden. Hierin kan de huidige adviespraktijk worden geformaliseerd en aangescherpt. Voorafgaand daaraan dienen de voor de praktijkproef geldende conclusies veralgemeniseerd te worden en op onderdelen meer fundamenteel onderbouwd. Benadrukt wordt dat het geen implicaties heeft voor de huidige voorschriften voor zover ze voor lange dijkstrekkingen zijn bedoeld.

- Bij de praktijkproef Bergambacht is een *tijdseffect* naar voren gekomen. Hiervoor zijn twee oorzaken te noemen:
  - de afname van de stabiliteit en daarmee gepaard gaande toename van vervorming als gevolg van de indringing van waterspanning in het Holoceen vanuit het Pleistoceen;
  - de invloed van de tijd op vervorming en sterkte van slappe klei en veen als gevolg van kruip;

Voor het eerstgenoemde aspect zijn in de huidige leidraden en technisch rapporten in relatie tot de sterkte van dijken aanbevelingen opgenomen voor de schematisatie van de waterspanningen onder in het Holoceen tijdens MHW (uitgaande van lange duur belasting). De praktijkproef heeft geen belangrijke aanwijzingen opgeleverd dat deze aanpassingen behoeven. De tweede oorzaak betreft een basiseigenschap die, indien relevant (zoals bij zeer slappe klei en veen) in de procedure voor de bepaling van de rekenwaarden voor sterkteparameters moet zijn verdisconteerd. Ofschoon niet onderscheidend en kwantitatief is steeds verondersteld dat dit in de vroegere celproefprocedure voldoende (lees: op veilige wijze) het geval was. Voor de bepaling van sterkteparameters uit triaxiaalproeven zal dit aspect of in de proefprocedure zelf of in de grootte van de materiaalfactoren tot uiting moeten komen. Zie hierna het onderdeel ‘materiaalfactoren voor de sterkteparameters’.

Het betekent dat het in de praktijkproef geconstateerde tijdseffect geen principiële aanpassing van of toevoegingen aan de leidraden en technische rapporten behoeft. Wellicht dat voor toepassingen waarvoor vervorming en/of het vervormingsverloop van overheersend belang is (bijv. in relatie tot beheer) een afzonderlijke aanvulling in de toekomst gewenst is. In dat geval zullen resultaten van Plaxis berekeningen als basis kunnen dienen.

- De bepaling van de sterkteparameters van slappe klei en veen en de daarmee samenhangende materiaalfactoren is reeds enkele jaren een onderwerp van discussie waar het de verschillen tussen cel- en triaxiaalproeven betreft. Vandaar dat in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TRWG, 2001] vooralsnog een ‘grijs gebied’ is gedefinieerd met betrekking tot de te hanteren *materiaalfactoren voor de sterkteparameters* uit triaxiaalproeven. Bij de eerder genoemde LTV analyse door de drie adviseurs van de condities tijdens de praktijkproef is gebruik gemaakt van sterkteparameters uit zowel (regionale) celproefverzamelingen als van resultaten van (lokale) triaxiaalproeven. Met celproeven werden stabiliteitsfactoren gevonden die globaal overeenkwamen met die op basis van triaxiaalproeven bij 5% deformatie. De gevonden grotere spreiding bij de triaxiaalproeven is hierin reeds verwerkt evenals de in de TRWG opgenomen partiële factoren voor beide soorten proeven. Voor de invulling van het ‘grijs gebied’ beveelt de projectgroep Bergambacht op basis van haar bevindingen de volgende aanpak aan:
  - definieer bezwijken in de triaxiaalproef als uitgangspunt voor de veiligheidsbeschouwing. Hierin dient de eventuele (hiervoor genoemde) invloed van kruip op de sterkte te worden verdisconteerd. De te hanteren materiaalfactor(en) zal hierop moeten worden gebaseerd tezamen met de bij de bepaling gepaard gaande onzekerheden in samenhang met de overall veiligheidsbenadering;
  - definieer in aanvulling hierop een aan vervorming/verplaatsing gerelateerd gebruikscriterium. Omdat dit criterium niet gebonden is aan ‘veiligheid tegen overstromen’ kunnen hiervoor andere (lagere) partiële factoren volstaan;
  - beschrijf het noodzakelijke traject naar een op triaxiaalproeven gebaseerde procedure die gelijkwaardig is aan die met celproeven en celproefverzamelingen. Hiervoor is van belang dat de bij de praktijkproef Bergambacht geconstateerde grotere spreiding in triaxiaalproefresultaten wellicht deels ‘proef eigen’ is maar zeker ook veroorzaakt door het kleine aantal proefresultaten voor een aantal onderscheiden grondlagen.

- Naar aanleiding van de proef is duidelijk geworden dat de schematisatie van dijk en ondergrond, als uitgangspunt van toetsingsberekeningen, een nog matig onderbouwd onderdeel is in de vigerende leidraden en technische rapporten. Dat dit kan leiden tot verschillen in bodemschematisatie en in een tot 25% afwijkend toetsingsoordeel is gebleken uit de door onafhankelijke adviseurs uitgevoerde toetsingen (op basis van grondonderzoek van beperkte omvang) en uit het voor het ontwerp en predicties doorlopen traject (op basis van intensief grondonderzoek). Hoewel in het algemeen de indruk bestaat dat de beschikbare ‘interpretatieruimte’ bij ontwerp en toetsing conservatief wordt ingevuld, is ook optimistische interpretatie niet geheel uit te sluiten. In de projectgroep praktijkproef Bergambacht is dit aspect nadrukkelijk aan de orde geweest. Vastgesteld is dat het belang van beperking van de interpretatievrijheid groot is met het oog op uniformering van het waardeoordeel bij ontwerp en toetsing en in relatie tot mogelijke optimalisatie van de omvang van grondonderzoek. Het vereist opname in de betreffende leidraden en technisch rapporten van aanbevelingen of voorschriften voor het interpretatieproces op basis van een stringenter definitie of normering. De projectgroep beveelt het uitvoeren van zo’n vervolfase sterk aan.
- De praktijkproef heeft ook belangrijke informatie opgeleverd voor nadere analyse van andere fenomenen, zoals zwel, piping, erosie bij overloop/overslag. M.b.t. piping: tijdens de praktijkproef traden in het achterland een aantal wellen op waardoor ook zand en veenresten werden afgevoerd. Hoewel deze wellen zich reeds bij relatief stijghoogte manifesteerden bleven ze ook bij de maximale infiltratiedebieten klein van omvang. De waterspanningsmetingen leverden geen aanwijzing op dat de stijghoogte in de diepere afnam als gevolg van de wellen. De na het bezwijken uitgevoerde overloop-/bresgroeiproef heeft aangetoond dat de kleikern van een dijk zeer erosiebestendig kan zijn, d.w.z. aanzienlijk bestendiger dan waarvan in de huidige leidraden wordt uitgegaan. Dit kan als belangrijk ijkpunt dienen voor een op reststerkte georiënteerd vervolgonderzoek met het doel deze momenteel veelal nog ‘verborgen’ sterktecomponent te kwantificeren.

# Bijlagen

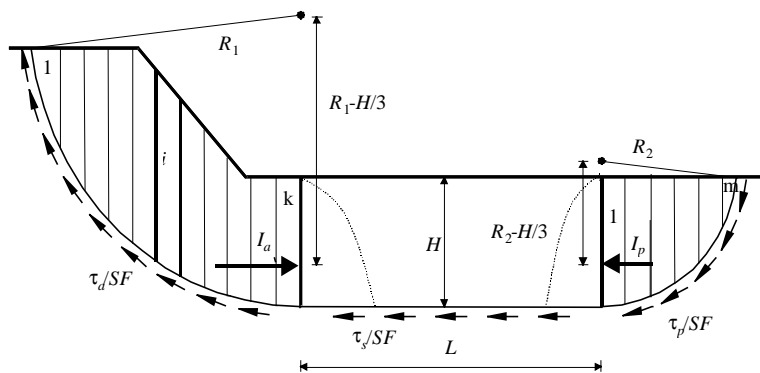


### 3.1 Nieuwe analytische methode voor het opdrijfmechanisme

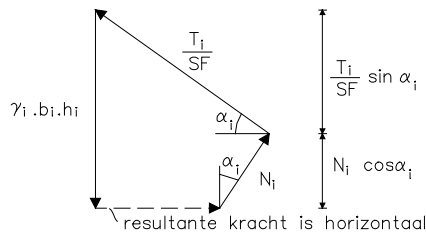
In 1999 is een nieuw model ontwikkeld waarbij voor de theorie de volgende uitgangspunten zijn gehanteerd:

- Indien de opdrijf lengte naar nul gaat en de middelpunten aan de actieve en passieve zijde samenvallen dan moet dit leiden tot gewone Bishop uitkomst.
- De stabiliteitsfactor moet een vergelijkbaar criterium zijn als in de Bishop theorie.
- De theorie moet op termijn uit te breiden zijn naar een probabilistische versie, ofwel het model dient een korte rekentijd te hebben.

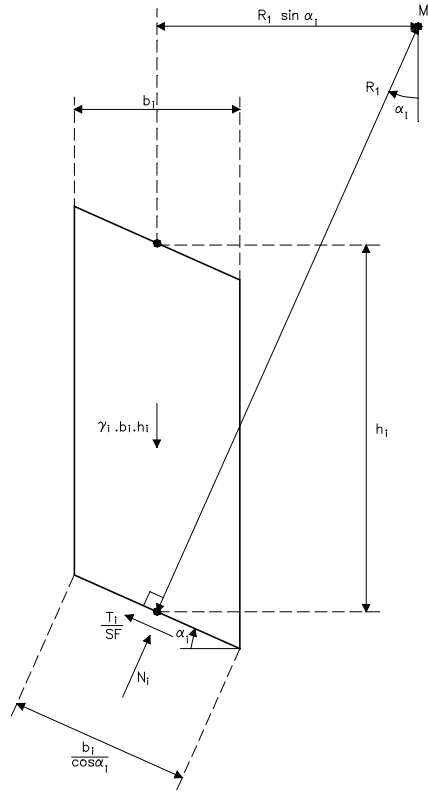
Figuur B3.1 Schema van methode Van.



Als voor opdrijven hetzelfde bezwijkcriterium wordt gehanteerd als bij Bishop dient als vraagstelling te worden gehanteerd: “door welke stabiliteitsfactor  $SF$  kan de schuifsterkte  $\tau$  langs het glijvlak worden gedeeld, zodat er precies evenwicht is”, zie figuur B3.1. In overeenstemming met de methode Bishop wordt voor het cirkelvormige aandrijvende en passieve deel van het glijvlak het momentenevenwicht beschouwd. Voor het rechte deel van het glijvlak, de zogenaamde drukstaaf met lengte  $L$ , wordt horizontaal evenwicht vereist. Aan de actieve zijde van de drukstaaf zal een resulterende interlamelkracht  $I_a$  ontstaan die door de drukstaaf opgenomen moet worden. Omdat de effectieve grondspanning toeneemt met de diepte wordt dat deze kracht zich op  $1/3$  van de onderkant van de drukstaaf bevindt. Dit is een veilige aanname, omdat in werkelijkheid deze kracht iets hoger aangrijpt (tussen  $1/3$  en  $1/2$ ), waardoor het aandrijvende moment iets kleiner zal zijn



Figuur B3.2 Krachtveelhoek in één lamel (methode Bishop).



Figuur 3.3 Krachtenspel in één lamel.

In figuur B3.2 en B3.3 wordt voor één lamel aangegeven hoe de krachten zijn gedefinieerd. Conform de Bishop aanname is de resultante van de interlamelkracht horizontaal. Uit het momenten evenwicht van het actieve deel van de afschuivende grondmoot (cirkel met middelpunt  $M_1$  en straal  $R_1$ ) volgt:

$$I_a = \frac{\sum_{i=1}^k g_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin a_i \cdot R_1 - \sum_{i=1}^k \frac{t_i}{SF} \cdot \frac{b_i \cdot R_1}{\cos a_i}}{R_1 - \frac{H}{3}} \quad (1)$$

Waarin SF de te bepalen stabiliteitsfactor is. Voor het verticale evenwicht van één lamel geldt

$$N_i \cos a_i + \frac{T_i}{SF} \sin a_i = \gamma_i h_i b_i \quad (2)$$

waarin

$$N_i = \sigma_{ni} \frac{b_i}{\cos a_i} = (\sigma'_{ni} + u_i) \frac{b_i}{\cos a_i} \quad (3)$$

$$\frac{T_i}{SF} = \frac{\tau_i}{SF} \frac{b_i}{\cos a_i} \quad (4)$$

Substitutie van (4) en (3) in (2) geeft

$$\sigma'_{ni} = \gamma_i h_i - u_i - \frac{\tau_i}{SF} \tan \alpha_i \quad (5)$$

De schuifsterkte  $\tau_i$  volgt het Mohr-Coulomb materiaalgedrag

$$\tau_i = c_i + \sigma'_{ni} \tan \varphi_i \quad (6)$$

Substitutie van (5) in (6) levert

$$t_i = \frac{c_i + (g_i \cdot h_i - u_i) \tan \varphi_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{SF}} \quad (7)$$

Waarin  $u_i$  de waterspanning is ter plaatse van het veronderstelde glijvlak. Substitutie van vergelijking 7 in 1 resulteert in Ia. Op gelijke wijze als Ia kan Ip aan de passieve zijde worden berekend. Voor de kracht die langs het rechte deel van het veronderstelde glijvlak kan worden ontwikkeld ( $F_s$ ) geldt:

$$F_s = -\frac{t_s}{SF} \cdot L \quad (8)$$

De evenwichtsfactor SF wordt gevonden door het horizontaal krachtenevenwicht ( $I_a + I_p + I_s = 0$ ). Substitutie van Ia, Ip en Fs geeft

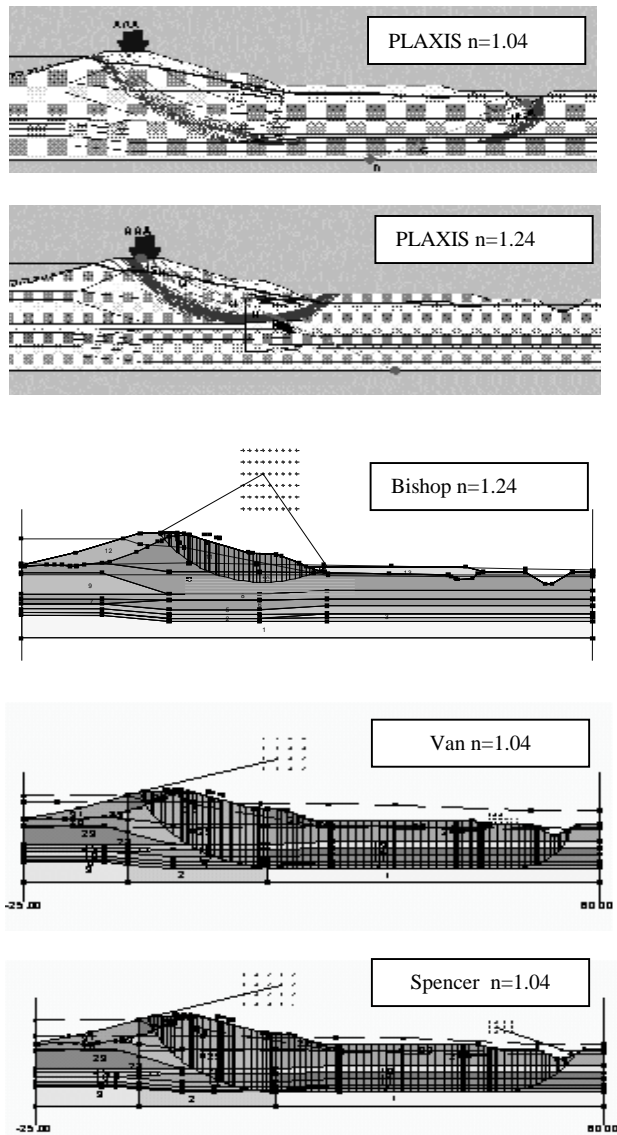
$$SF = \frac{\left[ \frac{\sum_{i=1}^k \left( t_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right)}{1 - \frac{H}{3R_1}} + \frac{\sum_{j=1}^n \left( t_j \cdot \frac{b_j}{\cos \alpha_j} \right)}{1 - \frac{H}{3R_2}} + t_s \cdot L \right]}{\left[ \frac{\sum_{i=1}^k (g_i h_i b_i \sin \alpha_i)}{1 - \frac{H}{3R_1}} + \frac{\sum_{j=1}^n (g_j h_j b_j \sin \alpha_j)}{1 - \frac{H}{3R_2}} \right]} \quad (9)$$

Omdat de evenwichtsfactor SF in zowel in het linkerlid als in het rechterlid (in  $\tau_i$  en  $\tau_j$ ) voorkomt verloopt de berekening iteratief. Het rekenproces convergeert probleemloos. Indien  $R_1 = R_2$  en  $L = 0$  ontstaat een cirkelvormig glijvlak. Vergelijking (9) reduceert voor dit geval tot de Bishop vergelijking en de berekende evenwichtsfactor SF komt dan exact overeen met de evenwichtsfactor die wordt berekend met het Bishop model.

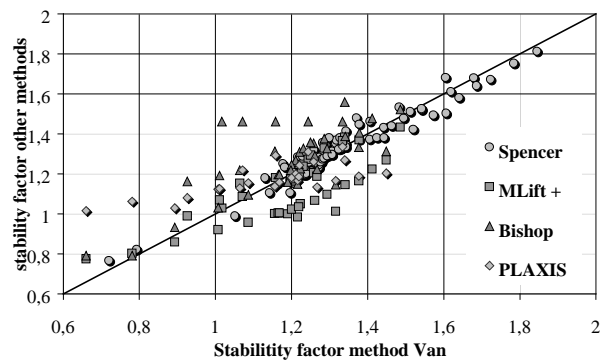
### 3.2 Vergelijking van de oprijfmodellen voor 10 representatieve polders

Omdat met de verbeterde en dus gewijzigde theorie rondom opdrijven andere stabiliteitsfactoren zullen worden berekend, zullen ook andere modelfactoren moeten worden toegepast. De modelfactoren zijn onderdeel van de complete veiligheidsfilosofie betreffende gevaar voor inundatie door macrostabiliteit [Van & van Hoven, 2000].

Na het verbeteren van de theorie zijn voor 10 dwarsprofielen van dijken verspreid over Nederland berekeningen uitgevoerd, zie ook figuur B3.4. Deze tien profielen zijn in het verleden gebruikt voor advisering aan diverse waterschappen. Voor elk van de dwarsprofielen is voor meerdere oprijfveiligheden de stabiliteitsfactor berekend. De resultaten staan in figuur B3.5, waarbij methode Van staat weergegeven ten opzichte van de andere methoden. In de factoren van figuur B3.5 zijn geen modelfactoren opgenomen, behalve voor MLift, omdat die standaard werden toegepast om Bishop en Mlift beter op elkaar aan te laten sluiten. De resultaten komen goed met elkaar overeen. In tabel B3.1 zijn de resultaten samengevat in gemiddelde en standaardafwijking. De stabiliteitsfactoren berekend met Mstab methode Van zijn gemiddeld 6% hoger dan de met Plaxis gevonden waarden. De standaardafwijking is 7%. Bij een hogere oprijfveiligheid geeft Mstab methode Van hogere stabiliteitsfactoren dan Plaxis. Dit kan worden verklaard doordat Mstab methode Van ook bij hoge oprijfveiligheden een diep glijvlak veronderstelt, terwijl in Plaxis dan hoger liggende plastische zones optreden. Geconcludeerd kan worden dat de stabiliteitsfactor circa 7 % hoger ligt dan het oude oprijfmodel.



Figuur B3.4. Resultaten van verschillende berekeningsmethoden bij verschillende oprijfveiligheden



Figuur B3.5. Vergelijking van de rekenmethoden voor 10 verschillende polders

Tabel B3.1. Vergelijking van verschillende oprijfmodellen

	$\Delta(\mu)^1$	$\sigma^2$
Mlift versus Van ( $n > 1.2$ )	0%	5.5%
Mlift versus Van ( $n < 1.2$ )	7%	7%
Spencer versus Van	1%	1%
Bishop versus Van	5%	8%
PLAXIS versus Van	-6%	8%

<sup>1</sup> relatieve verschil in gemiddelde  $SF$

<sup>2</sup> standaard afwijking

Op basis van de grafiek in figuur B3.5 en het verschil in gemiddelde waarden zoals weergegeven in tabel B3.1 zijn voor Bishop, Van en Plaxis modelfactoren vastgesteld, zie tabel B3.2. Dit resulteert in een goede aansluiting op de resultaten van Bishop en Plaxis hetgeen voor de adviespraktijk zeer relevant is. Bovendien sluit de waarde van Bishop en Plaxis goed aan bij de huidige leidraden. Verwacht wordt dat het bezwijkmechanisme kwalitatief het best wordt gemodelleerd met het eindig elementen model Plaxis, echter alleen indien alle invoerparameters met zorg worden gekozen. Bij deze modellering worden namelijk naast de wrijvingseigenschappen van de grond ook de stijfheden in rekening gebracht, waardoor zowel vervormingen als spanningsverspreiding meegenomen worden in de berekening. De modellen Bishop, Van en Spencer houden geen rekening met spanningsverspreiding en vervormingen. Omdat de stijfheidsparameters van de grond (in het bijzonder de dwarscontractie coëfficiënt [Van en Rozing, 1999]) een aanzienlijke invloed hebben op de berekende stabiliteitsfactor en omdat deze in de praktijk moeilijk zijn te bepalen, wordt echter meer waarde gehecht aan de gevonden trend tussen stabiliteitsfactor en oprijfveiligheid dan aan de absolute waarde hiervan.

Tabel B3.2. Modelfactoren

Model	Modelfactor
Bishop	1,10
Van	1,05
PLAXIS	1,00

De huidige veiligheidsfilosofie is gebaseerd op een jarenlange ervaring op het gebied van dijken, waarbij de stabiliteit is berekend met de methode Bishop (MStab). De veiligheidsfilosofie met betrekking tot macrostabiliteit, inclusief schade-, model- en materiaalfactoren is min of meer opgebouwd uitgaande van het Bishop model. Daarom wordt grote waarde gehecht aan de met methode Bishop berekende stabiliteitsfactoren voor oprijfveiligheden groter dan 1,2.

Op grond van het bovenstaande kan worden gesteld dat de berekende stabiliteitsfactoren voor situaties met een oprijfveiligheid kleiner dan 1,2 in het ideale geval voldoet aan een trend gelijk aan de door Plaxis berekende waarden en de absolute waarden bij een oprijfveiligheid van 1,2 gelijk aan de met Bishop berekende waarde. Het nieuwe oprijfmodel methode Van voldoet hieraan bij invoering van een modelfactor 1,05.

#### 4.1 Plaxis

Plaxis heeft ten opzichte van de methode Van een aantal voor- en nadelen. Voordelen zijn dat het model een goede benadering kan geven van de spanningen en vervormingen en dat het bij stabiliteitsanalyses zelf het maatgevende glijvlak opzoekt. Daardoor kan het model leiden tot bevindingen die buiten de scope van de methode Van vallen. Nadeel van Plaxis is het feit dat er nog weinig ervaring is met het gebruik ervan bij de schematisatie van oprijfproblemen. Om het oprijfmechanisme goed te schematiseren moeten bepaalde aanpassingen worden gedaan in de invoer- en rekenparameters. Zo is het bijvoorbeeld niet eenvoudig om een opdrukveiligheid gelijk aan 1 of kleiner te simuleren; om numerieke problemen te voorkomen is een opdrukveiligheid van tenminste iets groter dan 1 sterk gewenst. Dergelijke aanpassingen kunnen echter van zeer grote invloed zijn op de nauwkeurigheid van de uiteindelijk gevonden bezwijkvorm en de bijbehorende stabiliteitsfactor.

In de analyse is uitgegaan van de volgende fasering:

Stap 0: Initiële situatie, oftewel de oorspronkelijke dijk bij een gemiddelde waterstand.

Stap 1: Door middel van een damwandkuip met water tegen het buitentalud wordt de freatische lijn verhoogd. De stijghoogte in de ondergrond is zoals bij hoog water. Op de kruin wordt een verkeersbelasting aangebracht van  $13 \text{ kN/m}^2$  over een breedte van 2,5 m. Het achterland is over een lengte van 60 m verdiept tot een niveau van NAP - 2 m. Om lokaal bezwijken te voorkomen wordt de topzandlaag in de kruin van de dijk versterkt en wordt er een intreepunt van het glijvlak opgelegd door een kerf te maken in de buitenkruinlijn.

Stap 2: De bovenbelasting wordt opgevoerd naar  $25 \text{ kN/m}^2$  over een breedte van 5 m. Door middel van infiltratie wordt de stijghoogte opgevoerd.

Stap 3: De bovenbelasting wordt verder opgevoerd naar  $50 \text{ kN/m}^2$ .

Uit de grondspanningsberekeningen kan worden geconcludeerd, dat er reeds vanaf stap 1 sprake is van opdrijven van het achterland. In eerste instantie is er alleen sprake van opdrijven vanuit de bovenkant van de getijvoerende laag. Vanaf stap 2 treedt er door de infiltratie ook opdrijven op vanuit de bovenkant van de dieper gelegen Pleistocene zandlaag.

##### *Invloed globale tolerantiefactor*

De in eerste instantie voor het ontwerp van de septemberproef gepresenteerde waarden volgens de Plaxis-analyse zijn in verband met numerieke problemen voor elke stap berekend met een globale tolerantie-factor van 25%, ruimschoots meer dan de door Plaxis geadviseerde factor van 5%, waarbij aangetekend wordt dat het gebruik van een lagere factor dan 5% in principe tot een grotere nauwkeurigheid leidt. In tabel B4.3.1 is voor stap 1 de invloed van de globale tolerantiefactor op de berekende stabiliteitsfactor weergegeven. Hieruit blijkt dat de resultaten uit Plaxis voor een dergelijke situatie sterk gevoelig zijn voor een parameter die in feite fysisch irrelevant is. Een oplossing hiervoor kan gezocht worden in het hanteren van andersoortige (numerieke) tolerantiecriteria binnen Plaxis, hetgeen echter wel aanpassingen van het programma vereist. Aanbevolen wordt om eerst te inventariseren welke problemen een rol spelen, waarna kan worden bepaald hoe die kunnen worden opgelost.



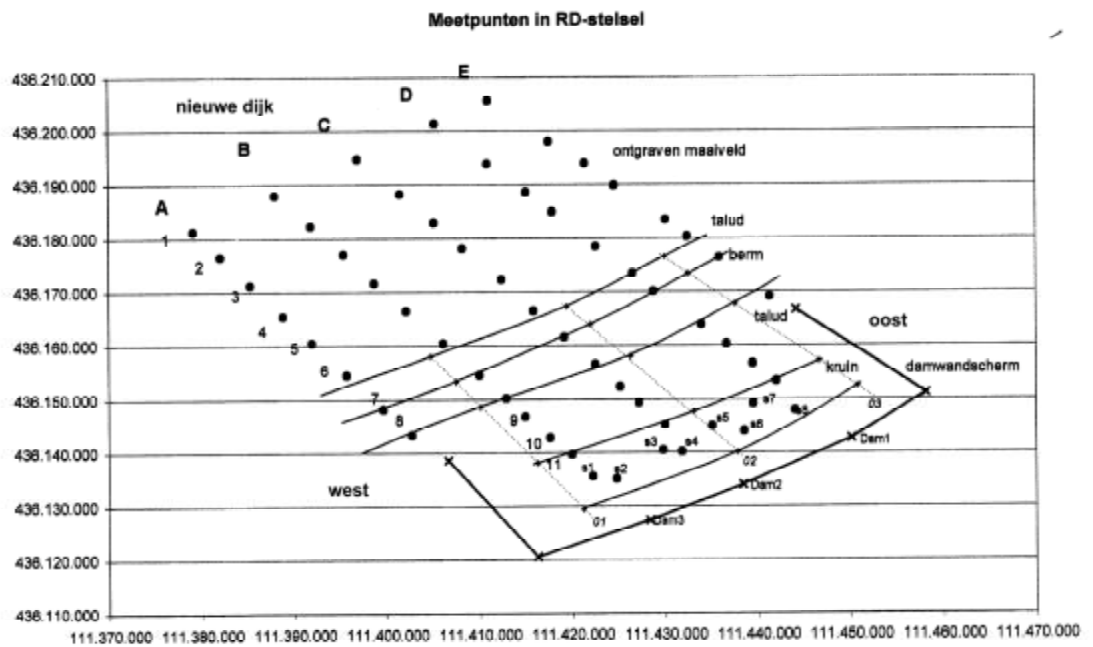
Tabel B4.3.1: Invloed globale tolerantiefactor op stabiliteitsfactor (stap 1)

globale tolerantie-factor	stabiliteitsfactor
50%	1,30
25%	1,23
15%	1,21
10%	1,09
5%	1,02
3%	1,09
1%	1,14

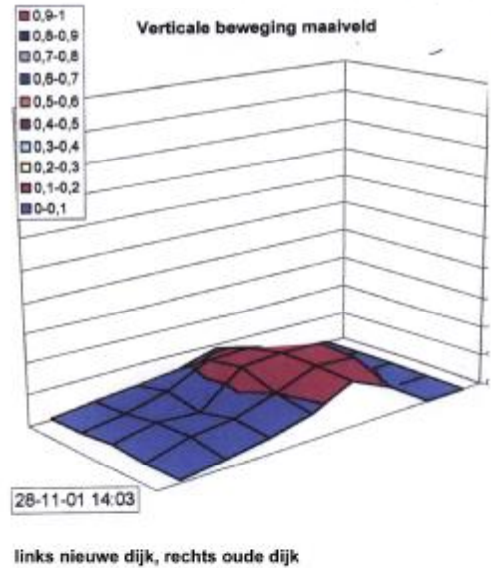
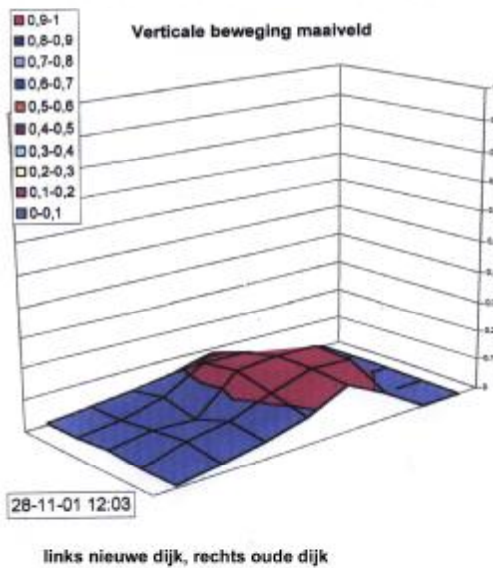
## 4.2 Instrumentatie Westraai Dp 85+25 m

### 4.3 Instrumentatie Hoofdraai Dp 85+00 m

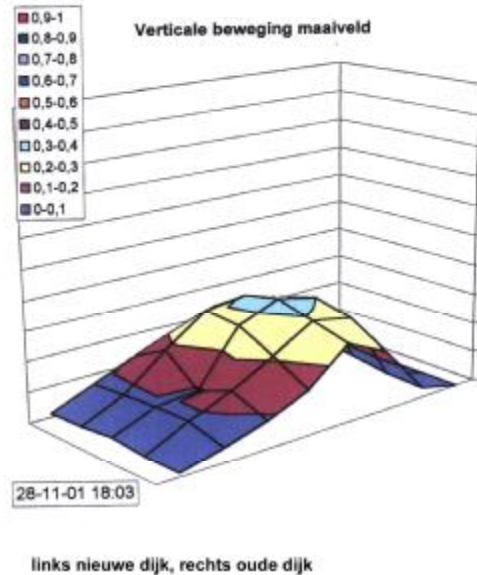
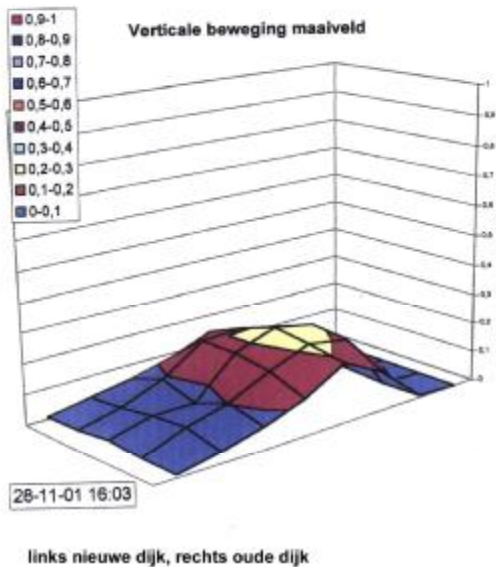
#### 4.4 Instrumentatie Oostraii Dp 84+82 m



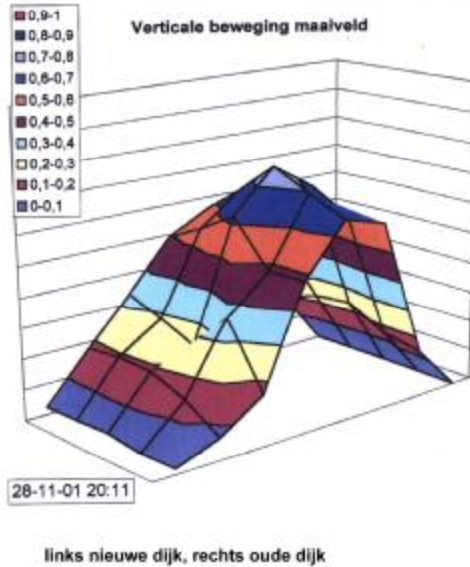
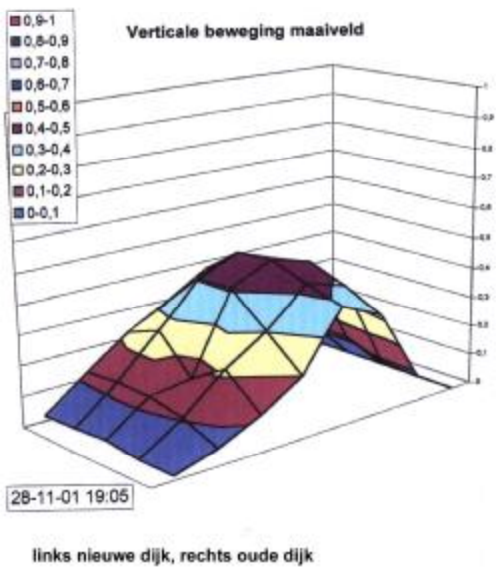
**5.1 Meetpunten in RD-stelsel**



**5.2 Verticale beweging maaiveld achterland op 28 november om 12.03 uur en 14.03uur**

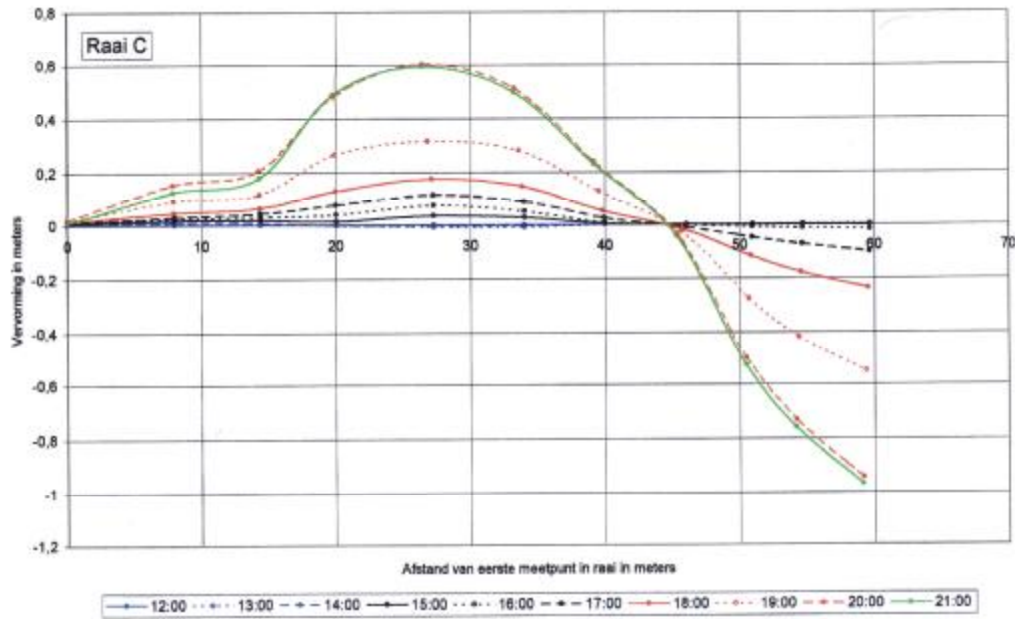


**5.3 Verticale beweging maaiveld achterland op 28 november om 16.03 uur en 18.03 uur**

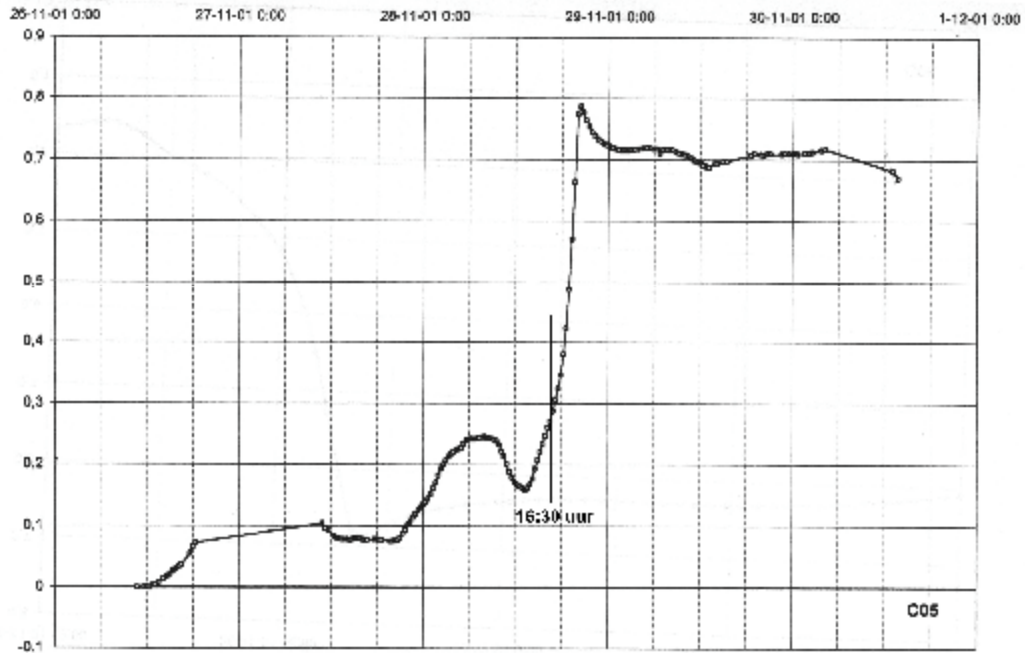


**5.4 Verticale beweging maaiveld achterland op 28 november om 19.05 uur en 20.11 uur**

28 november 2001



**5.5 Vervorming aan oppervlak op diverse tijdstippen, raai C**

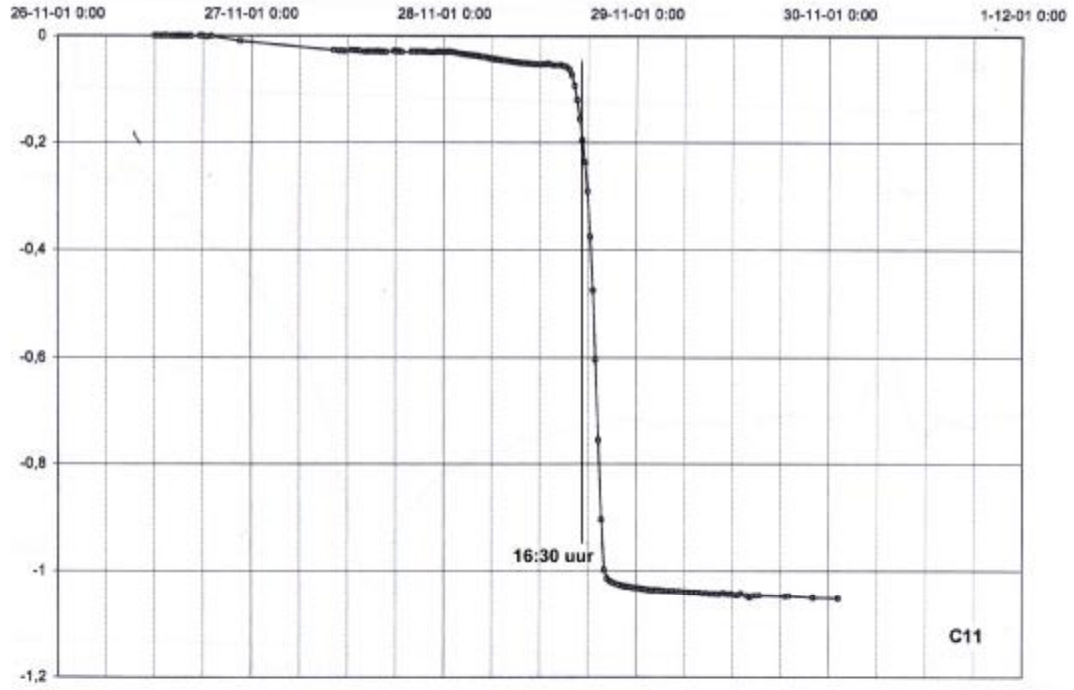


ARCADIS

IDECCM Holland

**5.6 Verticale verplaatsing tijdens bezwijken, meetpunt C5 (midden achterland, hart proefvak)**





ARCADIS

IDECOM Holland

**5.7 Verticale verplaatsing tijdens bezwijken, meetpunt C11 (binnenkruinlijn, hart proefvak)**

## 6.1 Invloed driedimensionaal effect

De invloed van het drie-dimensionaal effect op het optreden van bezwijken is tijdens het gehele project een belangrijk aandachtspunt geweest. Na afloop van de praktijkproef Bergambacht werd de voorafgaand aan de proef uitgevoerde voorspelling, vanuit verschillende invalshoeken bevestigd. Geconcludeerd is dat de extra weerstand aan de uiteinden van het 100 m brede glijvlak 10% bedroeg van de totale (twee-dimensionale) weerstand. Vanzelfsprekend zijn deze getalwaarden gerelateerd aan de afmetingen van de in de praktijkproef opgetreden instabiliteit (o.a. tot diepte NAP -12 m).

Het weerstandsverhogende 3D-effect is van belang indien het mogelijk optreden van stabiliteitsverlies over een relatief korte breedte wordt beschouwd. Bij zeer grote breedte overheerst de totale weerstand in het twee-dimensionale glijvlak en is de invloed van het 3D effect te verwaarlozen. Worden de omstandigheden tijdens de praktijkproef als voorbeeld genomen dan is de invloed 10% bij het waargenomen 100 m brede glijvlak. Wordt onder dezelfde condities een 30 m breed glijvlak beschouwd dan moet aan het 3D effect 33% worden toegekend. Of anders geformuleerd: een glijvlak met 30 m breedte is tijdens de praktijkproef niet opgetreden omdat de grote 3D invloed dit verhinderde.

Momenteel wordt in de leidraden weinig of geen waarde toegekend aan de positieve invloed van het 3D effect. Met name met betrekking tot het oprijfmechanisme wordt over de te behalen winst in de leidraden niet gerept. Voor locale optimalisatie (bijv. bij knelpuntsituaties) wordt de invloed in de huidige adviespraktijk af en toe aangewend voor het beperken of zelfs achterwege laten van de steunberm (bermcoupures) over een breedte van maximaal 15 m. In die gevallen wordt dit gecompenseerd door een zwaardere berm in de naastgelegen gedeelten. Op basis van de bevindingen bij de praktijkproef Bergambacht heeft de projectgroep de verwachting dat een criterium voor de breedte van coupures zonder of met gereduceerde berm op korte termijn (half jaar analyse, totale doorlooptijd ca 1 jaar) scherper kan worden gesteld. De eerste beschouwingen zijn zeer positief, en een winst in de orde van minimaal een factor 2 (ten opzichte van de eerder genoemde maximaal 15 m) tot coupurelengtes van 30 á 50 m voor een dijk à la Bergambacht, wordt mogelijk geacht.

Vanaf het eerste moment dat de oprijfproef in beeld kwam, was het duidelijk dat dit een proef zou zijn waarbij een relatief groot gebied zou (moeten) worden aangesproken. Met betrekking tot het mechanisme onder MHW condities bestond het inzicht dat de afmeting evenwijdig aan de dijk waarover opdrijven zich uitstrekt minimaal 100 m is en vele honderden meters kan zijn. Vanwege de beperkte breedte in het proefvak waarlangs de nieuwe dijk zich op voldoende (veilige) afstand bevond, is besloten om een oprijfproef met beperkte breedte uit te voeren. In het ontwerp komt dit tot uiting in de breedte van de damwandkuip (50m), de breedte van het ontgraven achterland (70m) en de uiterste afstand tussen de infiltratiebronnen op de kruin van de oude dijk (resp. ca. 40 m tijdens de proef in september en ca. 80 m in november 2001). Deze beperkte breedte hield in dat er sprake zou kunnen zijn van een relatief grote invloed van de weerstand aan de beide kopvlakken, die het optreden van bezwijken tegenwerkt.

Voorafgaand aan de september proef is de invloed van de weerstand in de kopvlakken berekend op gemiddeld 20% bij een breedte van 50m van het mechanisme [GeoDelft 2001a]. Dit wil zeggen dat de extra weerstand in de beide kopvlakken tezamen 20% zou zijn van de weerstand in het twee-dimensionale, 50 m brede, glijvlak zelf. Omdat hiervoor de werkelijkheid sterk is geschematiseerd en omdat ook hierbij de onzekerheid omtrent de grootte van de grondparameters een rol speelt, is als ondergrens 10% gekozen en als bovengrens 45%.

Tijdens de praktijkproef in september trad geen bezwijken op. In het voortraject naar de doorstart in november is vastgesteld dat het drie-dimensionale effect één van de oorzaken kan zijn geweest. Vandaar dat besloten werd om de weerstand in de kopvlakken te reduceren. Hiertoe is medio november een groot deel van het dijkdoorsnede (het deel dat naar verwachting door afschuiven in beweging wordt gebracht, behalve de onderste meters van het Holocene) aan de binnenzijde van de damwandkuip, direct naast de beide eindschotten, door weggevoerd. Hoewel in kwantitatieve zin onbekend, werd verwacht dat de schuifweerstand in deze kopvlakken hiermee aanzienlijk zou worden gereduceerd.

Tijdens de praktijkproef in november trad over een breedte van ongeveer 100m bezwijken op. Op de kruin van de oude dijk strekte het bezwijkvlak zich aan beide zijden uit tot ver buiten de damwandkuip. Dit betekent dat het bezwijkvlak zich als het ware niets heeft aangetrokken van de damwanden loodrecht op de dijken en dat het weggevoerd niet een dusdanige invloed heeft gehad dat het glijvlak in de betreffende doorsneden werd geforceerd. Hoewel niet aantoonbaar (de zijwaartse begrenzing van het glijvlak in het achterland en de mate van omhoogkomen van het achterland naast het proefvak zijn niet bekend) lijkt het erop dat ook de beperkte breedte van het afgegraven achterland geen overheersende rol heeft gespeeld in de uiteindelijke breedte van het bezwijkvlak.

Hierna wordt de uitgevoerde globale analyse voor bepaling van het driedimensionale effect voor het 50m brede glijvlak beschreven. Vervolgens wordt meer in het algemeen ingegaan op de invloed van het driedimensionale effect. In deze kwalitatieve beschouwing is de mogelijke invloed van weggevoerd en die van het afgegraven achterland meegenomen. Als conclusie volgt dat de in de praktijkproef waargenomen glijvlakbreedte kan worden verklaard.

### **Afschatting driedimensionaal effect voorafgaand aan septemberproef**

Het glijvlak wordt in bovenaanzicht geschematiseerd tot een rechthoek met een breedte  $b$  (uittredend in de kruin van de dijk) en twee rechte zijvlakken loodrecht daarop. In werkelijkheid zal dit niet zo optreden omdat de abrupte rechte hoeken waarmee het glijvlak ombuigt van de kruin naar het binnentalud, spanningsdiscontinuïteiten inhouden die onbestaanbaar zijn. Met andere woorden, in werkelijkheid zal dit altijd met meer ronde overgangen gepaard gaan. Echter ook daarin kunnen alle korrelspanningen worden ontbonden in een component in het “gebruikelijke” tweedimensionale vlak en een component in het vlak daar loodrecht op.

In het tweedimensionale glijvlak wordt alleen het deel in de dijk beschouwd tot de plaats waar dit vlak het Pleistoceen bereikt. Verder naar het achterland wordt de schuifspanning gelijk aan nul verondersteld zodat hieraan geen bijdrage aan de totale schuifkracht wordt ontleend. Het deel van het glijvlak in de dijk is ongeveer 27m breed en bevindt zich gemiddeld op een diepte van ca. 10m. De korrelspanning wordt op gemiddeld  $35 \text{ kN/m}^2$  gesteld. Dit betekent dat in het glijvlak van 50m breed een totale schuifkracht van  $50 \cdot 27 \cdot 35 \tan \phi = 47250 \tan \phi \text{ kN}$  heerst. In het vlak daar loodrecht op is de totale schuifkracht  $10 \cdot 27 \cdot 0,5 \cdot 35 \tan \phi = 4725 \text{ kN}$ . Voor beide kopvlakken samen dit 9450 kN.

De invloed van het drie-dimensionale effect is daarmee  $9450/47250 = 0,20$  ofwel 20%.

Als bovendien nog de weerstand in de kopvlakken in het achterland wordt meegenomen, dan krijgen we nog  $40$  (afstand richting nieuwe dijk)  $\times 10$  (hoogte)  $\times 10$  (gemiddelde verticale normaalspanning in  $\text{kN/m}^2$ )  $\times 0,5$  (hor. spanning)  $\times 2 = 4000 \text{ kN}$  extra. Daarmee wordt de invloed  $(9450 + 4000)/47250 = 0,285$  ofwel 28,5%.

In [GeoDelft, 2001a] is de invloed van de kopeffect ingeschat op 20% van de tweedimensionale weerstand bij een breedte van het glijvlak van 50 m. Omdat deze berekening een sterke

schematisatie van de feitelijke situatie inhoudt, is uitgegaan van een een range tussen 10 tot 45%.

### Driedimensionaal effect in het algemeen

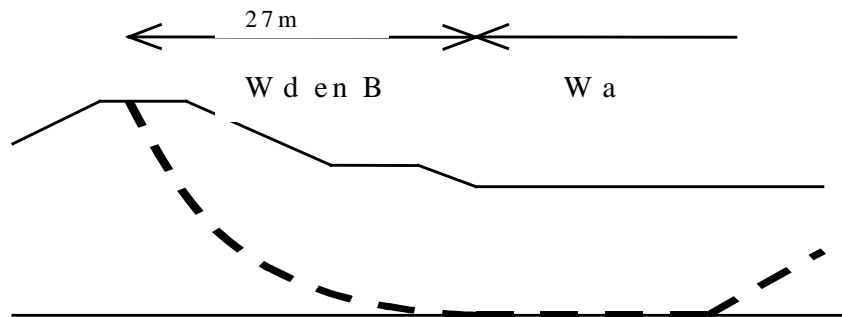
#### *Schematisatie tweedimensionaal mechanisme*

De weerstand  $W_1$  tegen optreden van het diepe glijvlak wordt verondersteld te bestaan uit twee componenten:

$$W_1 = W_d + W_a$$

waarin  $W_d$  de weerstand van het dijklichaam zelf is en  $W_a$  de door het achterland geleverde weerstand.

De belasting  $B$  wordt geacht alleen door het dijklichaam te worden geleverd.



Figuur B6.1.1 Glijvlak (2D-schematisatie)

Het diepe glijvlak wordt stabiel verondersteld indien er in het pleistoceen geen overdrukken aanwezig zijn, dus in dat geval geldt:

$$B < W_d + W_a$$

Door infiltratie in het Pleistoceen wordt de weerstand  $W_a$  gereduceerd. Verondersteld wordt dat  $W_a$  gelijk aan nul wordt indien de stijghoogte in het Pleistoceen gelijk of groter is dan het gewicht van het achterland. Hierbij wordt in het midden gelaten of daarbij ook sprake is van een tijdseffect (bijv. dat voor  $W_a = 0$  nodig is dat het achterland omhoog komt). In deze situatie met een grote stijghoogte geldt dan  $W_1 = W_d$

In ieder geval moet het zo zijn dat de aandrijvende belasting  $B$  (of het aandrijvende moment) groter is dan de weerstand langs het glijvlak in de dijk  $W_d$  zelf (of het weerstandsbiedende moment), want anders kan er nooit sprake zijn van bezwijken. Aangenomen wordt dat de infiltratie van relatief korte duur is, d.w.z. te kort om de weerstand  $W_d$  in de dijk te reduceren. Verhoging van de stijghoogte (of beter: debiet) in het Pleistoceen, verder dan nodig om het achterland op te tillen, veroorzaakt dan alleen snellere rijzing van het achterland en daarmee wellicht sneller optreden van het bezwijkmechanisme.

Een gunstig proefresultaat (= bezwijken van de dijk) vereist daarmee dat:

$$B > W_1 = W_d$$

### Driedimensionale invloed bij gelijke dwarsdoorsnede van de dijk

Daadwerkelijk bezwijken zal altijd over een zekere (eindige) breedte optreden. Dit betekent dat dan ook de extra weerstand langs de kopvlakken overwonnen dient te worden. Deze extra driedimensionale weerstand wordt  $W_2$  genoemd voor beide kopvlakken samen. De totale (bezwijk)weerstand is:

$$W_{\text{totaal}} = bW_1 + W_2$$

waarin  $b$  de breedte van het bezwijkvlak voorstelt.

De belasting per meter breedte  $B$  moet gelijk of groter zijn dan de totale weerstand

$$W_{\text{totaal}} = bW_1 + W_2 = bB$$

of  $B = W_1 + W_2/b$

Hieruit volgt dat  $B$  minimaal is als  $b$  naar oneindig gaat ( $B = B_{\text{min}}$  voor  $b \rightarrow \infty$ ). De voor bezwijken benodigde belasting neemt af naarmate  $b$  toeneemt ( $B_{50} > B_{65} > B_{100}$ ).

Bij constante dwarsdoorsnede (geometrie, parameters, belasting) streeft een bezwijkvlak naar een zo groot mogelijke breedte.

### Driedimensionale invloed bij ongelijke dwarsdoorsnede van de dijk

Om de werkelijkheid van het proefvak dichter te benaderen beschouwen we de volgende drie aspecten:

1. in het proefvak was het achterland over ca. 65m breedte 2 m afgegraven;
2. de belastingbreedte was beperkt en de belasting was niet constant;
3. de kopweerstand in de dijk zelf was aan beide einden van de 50 m gereduceerd d.m.v. *avegaren*.

ad. 1. Stel dat de tweedimensionale weerstand van de dijk zelf over het afgegraven deel gelijk is aan  $r.W_1$  met  $r < 1$  en dus  $r.W_1 < W_1$ .

ad. 2. Door het aanbrengen van de 2 x 2 infiltratieputten buiten de damwandkuip was de breedte met ongeveer gelijke stijghoogte in het pleistoceen bij de doorstart (aanvankelijk) aanzienlijk groter dan 50m, ruwweg 80 à 90m. Buiten deze 80 à 90m zal de stijghoogte geleidelijk afnemen (dus geen abrupte afname naar een stijghoogteverhoging van nul). Het feit dat de opgetreden afschuiving breder is dan het afgegraven achterland “suggereert” dat de opgetreden stijghoogte in het Pleistoceen groter was dan vereist voor opdrijven van het niet-afgegraven gedeelte.

ad. 3. Stel dat de de “locale”kopweerstand door het *avegaren* is afgenomen tot  $s.W_2$  met  $s < 1$  en dus  $s.W_2 < W_2$ .

Voor  $b = 50\text{m}$  geldt dan:  $B_{50} = r.W_1 + (s.W_2)/b$

Voor  $b > 50\text{m}$  geldt dan:  $B_b = \{(65.r.W_1 + (b-65)W_1) + W_2\}/b$

In onderstaande tabellen is het resultaat van enkele rekenvoorbeelden weergegeven voor glijvlakbreedtes  $b$  respectievelijk 50m, 75m, 100m en 125m. Hierin is  $s = 0,8$  en  $0,5$  (alleen toepassen bij  $b = 50\text{m}$ , andere waarden voor  $b$  geldt:  $s=1$ ) en  $r = 0,95$  en  $0,9$  ingevoerd. Verondersteld is dat  $W_2$  gelijk is aan 20% respectievelijk 30% van de totale twee-dimensionale weerstand bij  $b = 50\text{m}$  (binnen de range van 10 tot 45%).

Dus  $W_2 = 0,2. b . W_1 = 0,2 \times 50 \times W_1 = 10 W_1$ , respectievelijk  $0,3 \times 50 \times W_1 = 15 W_1$ .

In de tabellen is de voor bezwijken benodigde belasting per m breedte B weergegeven als functie van de schuifweerstand per m breedte in het (tweedimensionale) glijvlak W1.

W2 = 10 W1 (driedimensionale invloed gelijk aan 20% bij glijvlakbreedte 50 m)

Glijvlakbreedte b	Benodigde belasting B per m breedte			
	r = 0,95 s = 0,8	r = 0,95 s = 0,8	r = 0,9 s = 0,8	r = 0,9 s = 0,5
50 m	1,11 W1	<b>1,05 W1</b>	1,06 W1	<b>1,00 W1</b>
75 m	1,09 W1	1,09 W1	1,05 W1	1,05 W1
100 m	1,07 W1	1,07 W1	1,04 W1	1,04 W1
125 m	<b>1,05 W1</b>	<b>1,05 W1</b>	<b>1,03 W1</b>	1,03 W1

Tabel B6.1.1: Belasting B per m breedte voor 4 glijvlakbreedtes, invloed avegaren s = 0,8 en s = 0,5 en invloed ontgraven r = 0,95 en r = 0,9.

W2 = 15 W1 (drie-dimensionale invloed gelijk aan 30% bij glijvlakbreedte 50 m)

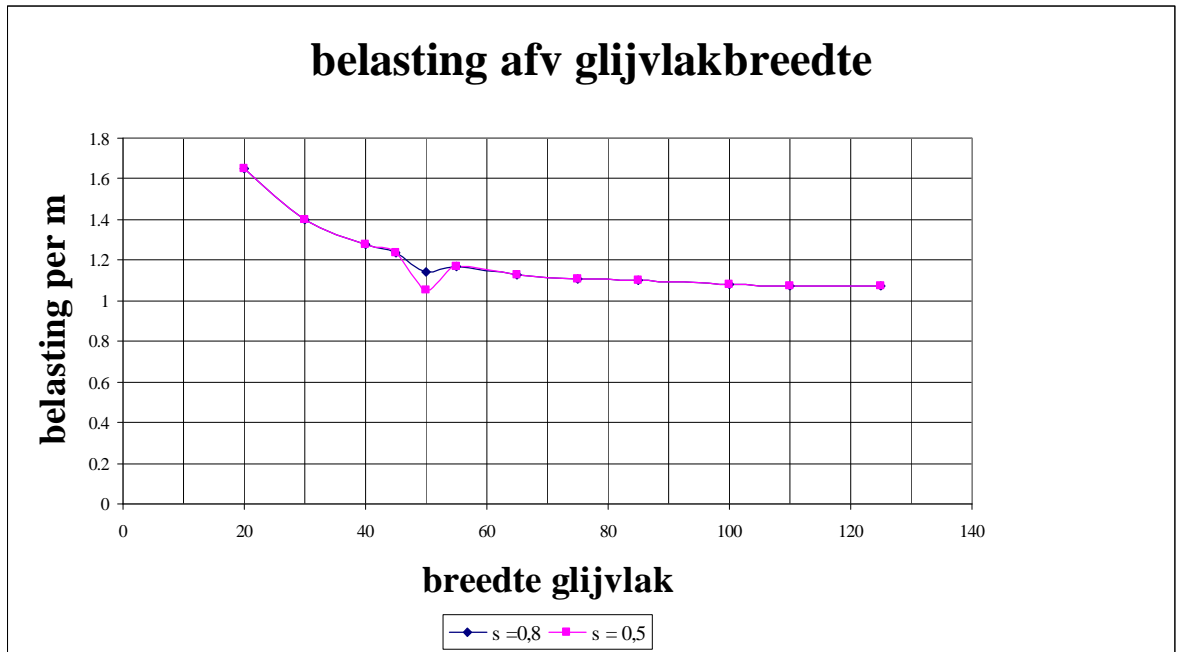
Glijvlakbreedte b	Benodigde belasting B per m breedte			
	r = 0,95 s = 0,8	r = 0,95 s = 0,8	r = 0,9 s = 0,8	r = 0,9 s = 0,5
50 m	1,19 W1	<b>1,10 W1</b>	1,14 W1	<b>1,05 W1</b>
75 m	1,16 W1	1,16 W1	1,11 W1	1,11 W1
100 m	1,12 W1	1,12 W1	1,08 W1	1,08 W1
125 m	<b>1,10 W1</b>	<b>1,10 W1</b>	<b>1,07 W1</b>	1,07 W1

Tabel B6.1.2: Belasting B per m breedte voor 4 glijvlakbreedtes, invloed avegaren s = 0,8 en s = 0,5 en invloed ontgraven r = 0,95 en r = 0,9.

In de tabellen zijn de waarden voor de laagste belasting B vetgedrukt aangegeven. Bij gegeven r en s geeft de hierbij behorende glijvlakbreedte de voorkeursbreedte aan. Het 50 m brede glijvlak zou alleen bij een relatief grote reductie van het kopeffect door avegaren (s = 0,5) de voorkeur zou hebben gehad. Bij s = 0,8 heeft het 125m brede glijvlak de voorkeur. Een breedte van 125 m ligt echter minder voor de hand vanwege het feit dat de stijghoogtes in het pleistoceen op deze afstand van de infiltratieputten al aanzienlijk zijn gereduceerd.

In figuur B6.1.2 is de belasting per m breedte uitgezet tegen de glijvlakbreedte voor 3D invloed 30% bij 50 m breedte, r = 0,9 en s = 0,8 en 0,5.

Voor s = 0,5 geeft b = 50 de laagste belasting, voor s = 0,8 zal b = 125 m de voorkeur hebben bij overal gelijke stijghoogte in het Pleistoceen.



Figuur B6.1.1: Belasting als functie van glijvlakbreedte inclusief drie-dimensionaal effect, invloed van avegaren ( $s = 0,8$  en  $0,5$ , respectievelijk 29 en 50% reductie van de kopweerstand) en lagere weerstand in afgegraven achterland (65 m breed)

### Mate van mobilisatie van extra 3D weerstand in kopvlakken

In het algemeen is er ook een andere mogelijkheid waarvan de relevantie dient te worden getoetst. Dit is de mogelijkheid dat de driedimensionale weerstand in de kopvlakken nog niet volledig tot ontwikkeling is gekomen. Kort na afloop van de septemberproef is dit als realistische optie genoemd. Als de daarbij gemeten horizontale verplaatsing van slechts 2,5 cm verplaatsing loodrecht op de dijk alleen in het midden van het proefvak is opgetreden, betekent dit een gemiddelde schuifvervorming in de richting van de kopvlakken van slechts  $0,025/25 = 0,001$  of 0,1%. Dit is voor de relatief slappe bodem in het proefvak zeer klein en aanzienlijk kleiner dan de vervorming waarbij bezwijken normaliter optreedt. Dit wil zeggen dat de schuifweerstand nog lang niet is gemobiliseerd.

De tijdens de bezwijkproef in november opgetreden horizontale verplaatsing loodrecht op de dijk bedraagt ongeveer 50 cm. Ofwel bij een glijvlakbreedte van 100 m een gemiddelde schuifvervorming van globaal 1%. Vergeleken met de septemberproef een factor 10 hoger maar nog steeds een vrij klein in relatie tot die welke bij volledig bezwijken in de kopvlakken moet worden verondersteld (orde 5%).



## 6.2 Bepaling overeenkomstige rivierwaterstand

Op twee verschillende manieren is bepaald bij welke rivierwaterstand de eind november in het achterland gemeten stijghoogte zou optreden zònder infiltratieputten:

- Door terugrekenen van de op basis van rivierwaterstanden tussen ca. NAP +0,35 m en +1,70 m afgeleide vuistregel voor het verband tussen de rivierwaterstand en de gemiddelde stijghoogte in het achterland:  $\text{Stijghoogte} = 0,7 * \text{rivierwaterstand} - 0,6$  (m). Op het moment van bezwijken, op woensdag 28 november 15.30 uur (zie ook §6.5.1), was de stijghoogte in peilbuis C NAP +2,83 m. Terugrekenen levert een rivierwaterstand op van NAP +4,90 m.
- Door gebruik te maken van de extrapolatiemethode zoals beschreven in [TAW, 1989]. Deze methode is gebaseerd op superpositie van meerdere golven. Aangezien het infiltratieverloop eind november op maandag tot en met woensdag het getijritme redelijk volgde (met uitzondering van maandagnacht), kan ook dit worden benaderd met een golfvorm. Deze heeft overigens een aanmerkelijk kortere periode dan zelfs de stormopzet behorende bij het maatgevend hoogwater. Op basis van de metingen van de rivierwaterstand en een viertal waterspanningsmeters op 29 en 30 november 2001 is getracht om zo goed mogelijk een hoogwatergolf na te bootsen die volgens deze extrapolatiemethode leidt tot de op het moment van bezwijken in het achterland gemeten stijghoogten. Hierbij is er voor gezorgd om in elk geval op de locatie van peilbuis C tot de gemeten waarde (NAP +2,83 m) te komen. Er is een viertal analyses uitgevoerd, telkens met iets andere basisgegevens (steeds drie van de vier waterspanningsmetingen (vanwege beperkingen in de implementatie van de extrapolatiemethode) en gemeten verschillen gedurende een half getij of gedurende anderhalf getij), dit mede om een indicatie van de betrouwbaarheid van deze handelwijze te bepalen. De invoer en de uitkomsten zijn weergegeven op de volgende pagina's. Dit levert berekende rivierwaterstanden op van NAP +4,42 m, +4,63 m, +4,74 m en +7,02 m. De laatste waarde is gebaseerd op de meest ongelukkige combinatie van invoerdata (op 29 en 30 november slechts een half getij en gebruikmakend van meetpunten die in die periode de kleinste amplitude vertonen).





## Extrapolatie stijghoogte m.b.v. peilbuiswaarnemingen

### Dwarsprofiel Hmp 85+00

file MHW-bepaling extrapol.xls  
 datum 12-3-2002  
 pl/pi: Klw

opmerkingen:  
 t=4890 + t=5430 voor meetgegevens rivier, VWW3 PbC, PbA  
 teruggefit 'MHW' op situatie woensdagmiddag

#### Geometrie gegevens

afstand uit de as van de dijk		
peilbuis 1	26	m
peilbuis 2	46	m
peilbuis 3	85	m
intreepunt uit de as van de dijk		
stationair	53	m
amplitude	70	m

#### M.H.W. gegevens

golf 1		
duur	0.28	dagen
amplitude	3.42	m
golf 2		
duur	0.26	dagen
amplitude	0.48	m

#### Meetgegevens

rivier		
stationair deel	0.73	m
amplitude	0.46	m
duur amplitude	0.26	dagen

peilbuizen stijghoogte t.o.v. NAP		
stationair deel pb 1	0.34	m
stationair deel pb 2	0.37	m
stationair deel pb 3	0.14	m
peilbuizen respons		
amplitude peilbuis 1	0.33	m
amplitude peilbuis 2	0.28	m
amplitude peilbuis 3	0.26	m

randvoorwaarde polderzijde t.o.v. NAP		
stijghoogte	-2.00	m

#### Calibratie

lambda meting	
stationair	587
amplitude	262

calibratie respons	
0.39	m
0.31	m
0.16	m
calibratie respons	
0.32	m
0.30	m
0.25	m

lambda M.H.W.	
golf 1	267
golf 2	262

#### Potentiaalverloop bij M.H.W. zonder opdrijven

bijdrage	stijghoogte op [m] uit as van de dijk						
	-25	0	5	26	46	64	85
stationair	0.60	0.49	0.47	0.39	0.31	0.24	0.16
golf 1	2.89	2.63	2.58	2.39	2.22	2.07	1.92
golf 2	0.40	0.37	0.36	0.33	0.31	0.29	0.27
<b>totaal</b>	<b>3.90</b>	<b>3.49</b>	<b>3.42</b>	<b>3.11</b>	<b>2.83</b>	<b>2.60</b>	<b>2.34</b>

wo 15:30

8.42

3.72

2.83

2.41

2.09

M.H.W.	4.63
--------	------



### 6.3. LTV-toetsing binnenwaartse macrostabiliteit

#### Inleiding

In deze bijlage wordt voortgebouwd op een eerder uitgevoerd ringonderzoek, waarbij vijf adviseurs van drie verschillende geotechnische ingenieurbureaus het proefvak in drie opeenvolgende fasen, met telkens meer informatie, hebben getoetst voor de Maatgevend Hoogwater(MHW) situatie volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid [LTV, 1999], zie [GeoDelft, 2002r]. De drie fasen worden hierna aangegeven met (onderdelen) A, B, en C.

In plaats van de dijk te toetsen voor de MHW-situatie is na afloop van de praktijkproef getoetst voor de proefomstandigheden bij bezwijken. Deze toetsing, hierna aangeduid met onderdelen D en Dwsp, is slechts door drie adviseurs uitgevoerd, waarvan twee adviseurs (aangeduid met I en V) dezelfde zijn als voor het eerdere onderzoek en de derde iemand van hetzelfde ingenieurbureau vervangt (adviseur IV).

De vervolgoetsing, onderdelen D en Dwsp, is eerst uitgevoerd met celproefparameters (net als de eerdere fasen), daarna ook met parameters uit triaxiaalproeven (bij 2% en 5% rek en voor bezwijkwaarden). Een belangrijk punt van discussie vormde uiteindelijk de schematisering van de waterspanningen in combinatie met de bodemschematisering (inclusief volumegewichten). Uiteindelijk (zie ook hoofdstuk 6) zijn de uitkomsten gerapporteerd voor de situatie waarbij de waterspanningen zijn gereduceerd tot de grenspotential (=de stijghoogte in de watervoerende lagen waarbij juist opdrijven optreedt); zoals de betrokken adviseurs bij toetsingen in voorkomende gevallen ook gewend zijn te doen. Voor de volledigheid zijn ook de (aanzienlijk lagere) stabiliteitsfactoren gerapporteerd die gevonden zijn zonder waterspanningsreductie.

#### Doel

Doel van de LTV-toetsing is een beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit van het Proefvak Actuele Sterkte nabij Bergambacht met de LTV-methode. De toetsing betreft de tijdens de proef gevonden 'bezwijksituatie'.

Ten behoeve van het ontwerp van de proef zijn predicties (hoofdstuk 4) gemaakt van de sterkte van de dijk. Voor het ontwerp van de proef zijn berekeningen uitgevoerd op basis van de verwachtingswaarde met inschatting van bandbreedtes. De predicties zijn gebaseerd op een uitgebreid onderzoek.

De toetsingsberekeningen zijn uitgevoerd met randvoorwaarden, die horen bij de situatie van de proef op woensdag 29 november 15:30 uur. Op dat moment gaf de extensiemeter in de binnenteen van de dijk een doorgaande vervorming. Dit punt is beschouwd als de bezwijkgrens, dus waarbij juist geldt dat de stabiliteitsfactor  $SF = 1,0$ .

Ten opzichte van de eerder uitgevoerde toetsing van de oorspronkelijke oude dijk bij MHW (NAP +3,25m) zijn de condities aanzienlijk verzwaard:

- berm afgegraven tot oorspronkelijk maaiveld
- maaiveld 2m verlaagd
- verhoging potentiaal Pleistoceen tot NAP +2,5 à +3,0m.

#### Toetsing van de oorspronkelijke dijk

Parallel aan de vervormingproef op de oude dijk in het proefvak bij Bergambacht is de huidige toetsingspraktijk vastgelegd. Daartoe zijn door vijf (anonieme) adviseurs toetsingsopdrachten van de oorspronkelijke dijk in de periode augustus / september 2001 uitgevoerd. De toetsing is

gebaseerd op de vigerende leidraden, waaronder de Leidraad Toetsen op Veiligheid [LTV, 1999].

Doel van dit onderzoek was het in kaart brengen van de binnenwaartse macrostabiliteit van het Proefvak Actuele Sterkte (oorspronkelijke dijk) volgens de huidige toetsingspraktijk. Daarbij is zowel gekeken naar de invloed van de individuele adviseur en het betrokken adviesbureau, als naar de invloed van de beschikbare informatie.

De toetsing was gebaseerd op een beperkte hoeveelheid grondonderzoek. Omdat de uitgebreidheid van het grondonderzoek van invloed is op de toetsingsresultaten en mogelijk ook op de schematisatie van verschillende adviseurs, is de toetsing door een vijftal adviseurs in drie onderdelen uitgevoerd.

*Tabel B1.1: Beschikbare informatie per onderdeel (toetsing oorspronkelijke dijk)*

Onderdeel	Beschikbare gegevens	Adviseur
A: Globale toetsing	– dwarsprofielen (as 3 en as 5)	I t/m V
	– gegevens buitenwaterstand (ontwerp golf, MHW = NAP +3,25m)	
	– polderpeil (NAP - 0,45m)	I en II
	– sondering 4a (midden op kruin) en 6a (binnenteen) *)	
– sondering 4a (midden op kruin) en 7a (achterland) *)	III, IV en V	
B: Gedetailleerde toetsing	– gegevens onderdeel A	I t/m V
	– materiaalparameters (gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard)	
	– 13-uursmeting rivierwaterstand en waterspanningsmeting op 3 locaties in het Pleistoceen	
	– metingen Holoceen periode 9-3-2000 tot 31-5-2000: <ul style="list-style-type: none"> <li>– freatische lijn in dijk op NAP +2,50m</li> <li>– freatische lijn achterland op polderpeil (NAP-0,45m)</li> </ul>	II, IV en V
– waterspanningsmetingen Holoceen (13-uursmeting binnenteen)		
C: Geavanceerde toetsing	– gegevens onderdeel B	I t/m V
	– boring 37 (2m uit binnenteen)	
	– sondering 6a (binnenteen) *)	III, IV en V
	– sondering 7a (achterland) *)	I en II
	– waterspanningsmetingen Holoceen (13-uursmeting binnenteen)	I en III
*) Op verzoek van de adviseur was bij de sonderingen een interpretatie door een geoloog beschikbaar. Deze is alleen door adviseur V niet opgevraagd.		

Aan de adviseurs is bovengenoemde informatie per onderdeel beschikbaar gesteld. De beschikbare informatie per onderdeel verschilde per adviseur. Zo is bij onderdeel A een sondering in de kruin van de dijk beschikbaar en een sondering in binnenteen of achterland. Bij drie adviseurs zijn in onderdeel B holocene waterspanningsmetingen (13-uursmeting rivierwaterstand en waterspanningsmeting ter plaatse van de binnenteen) beschikbaar gesteld, bij twee adviseurs pas in de laatste fase (C).

In tabel B1.2 zijn de resultaten van de toetsing per onderdeel en adviseur samengevat.

*Tabel B1.2: Resultaten (stabiliteitsfactor) toetsing (oorspronkelijke dijk)*

Adviseur	onderdeel A	onderdeel B	Onderdeel C	Opmerking
I	0,52	0,86	0,85	
II	0,63	1,06	<1,06	berekeningen gestaakt na onderdeel B
III	0,84	0,82	0,80	materiaalfactor schuifst.par.
IV	0,75	0,92	0,91	materiaalfactor schuifst.par.
V	-	0,82	0,87	



**Opmerkingen:**

- Adviseur II heeft op basis van de aanvullende gegevens (boring 37 en sondering 7a), die beschikbaar waren voor onderdeel C gesignaleerd, dat de stabiliteitsfactor lager zou uitvallen dan in onderdeel B.
- Adviseur I, II en V hebben de beschikbare parameterset (gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard) beschouwd als rekenwaarden. De waarden zijn (zonder correctie) direct in de modellen ingevoerd.
- Adviseur III en IV hebben de beschikbare parameterset beschouwd als representatieve waarden. Deze adviseurs hebben de waarden gedeeld door een materiaalfactor (conform tabel 5.3.1 TRWG ( $\gamma_{m,g} = 1,0$ ;  $\gamma_{m,tan\phi} = 1,1$  (zand), 1,10 (klei), 1,15 (veen);  $\gamma_{m,c} = 1,25$ ).

Voor een gedetailleerde beschrijving van de toetsing (randvoorwaarden, uitgangspunten en resultaten) wordt verwezen naar [GeoDelft/Delft Cluster, 2002].

### Verschillen oorspronkelijke toetsing en proefsituatie

Het belastingniveau en de geometrie van de dijk tijdens de doorstart van de proef in november wijken aanzienlijk af van getoetste situatie van de toetsingsopdrachten in augustus / september 2001.

Derhalve zijn aanvullende toetsingen (op basis van de LTV) uitgevoerd door adviseur I, IV en V. Basis voor de analyse is onderdeel C van de toetsing, waarin de geometrie, belastingen en hydraulische omstandigheden aangepast zijn aan de proefsituatie in november 2002. Dit toetsingsonderdeel wijkt op de volgende punten af van onderdeel C:

- geometrie (talud, binnenberm en achterland)
- waterspanningen
- bovenbelasting (geen verkeersbelasting).

Tabel B.1.3 geeft een overzicht van de beschikbare informatie voor de veiligheidstoetsing van het mechanisme binnenwaartse macrostabiliteit.

Tevens zijn de onderdelen van de toetsing gegeven, ofwel de stappen, die een adviseur achtereenvolgens moet doorlopen om te komen tot een toetsingsresultaat. Per stap is de interpretatievrijheid binnen de LTV gegeven.

*Tabel B.1.3: Beschikbare gegevens aanvullende analyse*

Onderdelen Toetsing	Interpretatievrijheid LTV	Beschikbare gegevens
1. Geometrie	erg groot	– situatieschets (bovenaanzicht); Lekdijk, km. 979; – dwarsprofiel Oost- en Westraai tijdens proef
2. Ondergrondmodel	erg groot	– sonderingen: – 4a (hoofdas, middenop kruin) – 6a (hoofdas, binnenteen) – 7a (14m uit binnenteen, in de hoofdas) – boringen: – 37 (2m uit binnenteen);
3. Waterspanningen	groot	– meting waterspanningen Pleistoceen tijdens proef (28-11-2001 15:30 uur *) – meting polderpeil tijdens proef – meetgegevens Holoceen (9-3-2000 tot 31-5-2000)
4. Sterkte parameters	gering	– Gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard
5. Rekenmodel	gering	– Modelkeuze is vrij – geen verkeersbelasting
*) De aanvullende analyse is in twee onderdelen uitgevoerd. Onderdeel D is uitgevoerd op basis van de in de tabel gegeven informatie. In onderdeel Dwsp zijn alle waterspanningen aan de adviseur voorgelegd (waterspanningsmeting tijdens proef 28-11-2001 15:30 uur).		

## Onderdelen toetsing proefsituatie

### Geometrie

De geometrie is aangepast aan de situatie tijdens de proef, d.w.z.:

- verlaging berm (NAP +2,5m) tot maaiveldniveau polder NAP +0,0m
- verlaging maaiveldniveau achterland (NAP-1,8m).

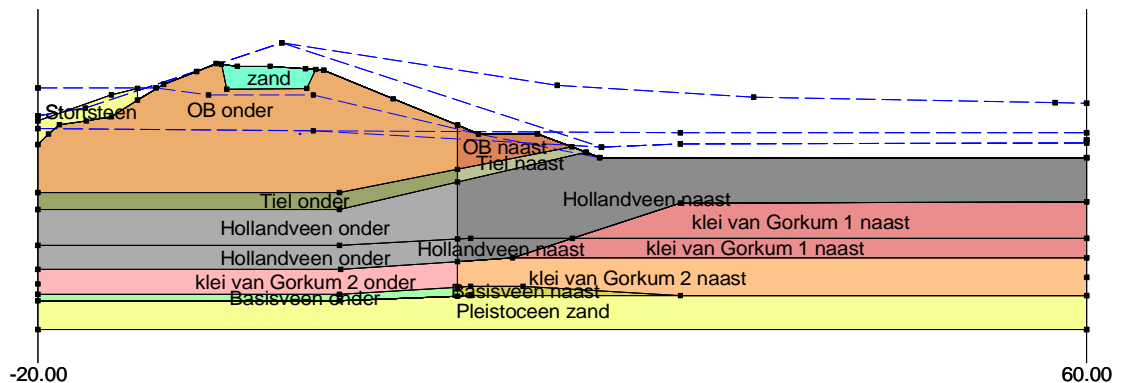
Het bestaande maaiveld (NAP+0,0) zou met 2m worden afgegraven. Na afgraving zijn hoogtemetingen verricht. Deze metingen verschillen echter sterk:

- met graafmachine: NAP-2,0m;
- met ballastwagen: NAP-2,1m;
- handmeting: NAP-1,8m.

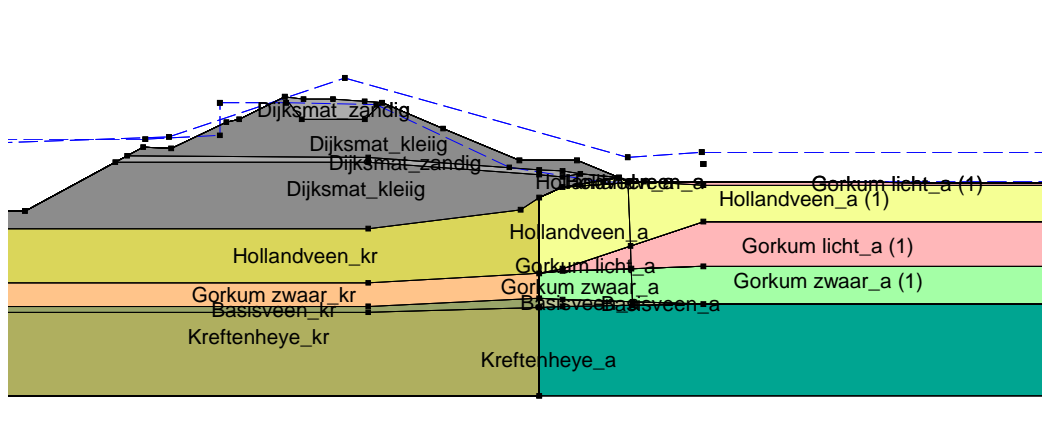
Deze verschillen kunnen worden verklaard door de samendrukbaarheid van het Holoceen pakket in combinatie met de bovenbelasting. Voor de geometrie is gekozen voor de waarde, die volgde uit de handwaarnemingen, omdat tijdens de proef geen bovenbelasting aanwezig is.

### Ondergrondmodel

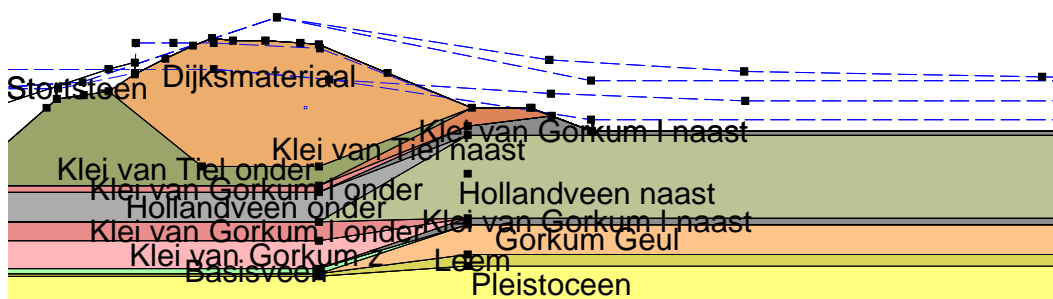
Het ondergrondmodel is ongewijzigd ten opzichte van de toetsingen (onderdeel C), die in augustus/september 2001 zijn uitgevoerd. Op verzoek van de adviseur was per onderdeel een interpretatie bij de sonderingen door een geoloog beschikbaar. Op basis van de interpretatie van het grondonderzoek (puntwaarnemingen) heeft de adviseur een ondergrondmodel opgesteld. De schematisatie van de ondergrond in het rekenmodel is gebaseerd op dit ondergrondmodel. In de adviespraktijk wordt in veel gevallen op basis van het grondonderzoek direct een schematisatie voor het rekenmodel gemaakt. Dit bleek ook uit de toetsingsresultaten van de adviseurs. Derhalve zijn onderstaand de schematisaties in Mstab bijgevoegd. Adviseur I en IV hebben in hun schematisatie een zandcunet opgenomen in de kruin van de dijk.



Figuur B1.3.1 Schematisatie ondergrond (adviseur I)



Figuur B1.3.2 Schematisatie ondergrond (adviseur IV)



Figuur B1.3.3 Schematisatie ondergrond (adviseur V)

## Waterspanningen

De waterspanningen zijn in twee stappen aangepast aan de situatie tijdens de proef:

In stap D hebben de adviseurs een interpretatie gegeven van de waterspanningen in het Holoceen op basis van de opgelegde hydraulische randvoorwaarden en de waterspanningen in het Pleistoceen.

In stap Dwsp zijn de waterspanningen geheel opgelegd aan de adviseur (op basis van metingen stijghoogte Holoceen en Pleistoceen tijdens proef). Dit betekent, dat de schematisatie van waterspanningen van alle adviseurs in principe gelijk is. Alle adviseurs stellen echter dat de stijghoogte in het Pleistoceen niet groter kan zijn dan de grenspotentiaal (dus: oprijfveiligheid  $n \geq 1$ ). Zij passen de *gemeten* waterspanningen vervolgens zodanig aan dat, uitgaande van de gekozen bodemschematisatie met bijbehorende volumegewichten per laag, de oprijfveiligheid overal tenminste 1 bedraagt. De grootte van deze reductie bedraagt tussen 0,8 en 1,5 m stijghoogte. Hierdoor verschillen de door de adviseurs ingevoerde waterspanningen ook in dit onderdeel zowel onderling als ten opzichte van de metingen.

### Onderdeel D

Om de situatie vergelijkbaar te maken aan de proef in november zijn de waterspanningsgegevens en hydraulische randvoorwaarden van de eerdere toetsing vervangen door een nieuwe set gegevens.

De stijghoogte in het Pleistocene zand is afgeleid van waterspanningsmetingen tijdens de proef. Deze situatie is op te vatten als een zeer gedetailleerde bepaling door metingen van de waterspanningen in het pleistocene bij extreem hoog water op de rivier.

De waterspanningen in het Holoceen zijn niet bekend en dienen door de adviseur te worden afgeleid. Gegeven zijn de volgende randvoorwaarden:

- stijghoogte Pleistoceen (metingen tijdens proef);
- waterstand in damwandkuip (NAP +4,9m, damwand 6m uit buitenkruinlijn);
- rivierwaterstand (variërend van NAP +0,0m tot NAP +1,8m);
- polderpeil (tijdens proef NAP -1,8m);
- Uit metingen in het Holoceen in de periode 9 maart 2000 - 31 mei 2000 is bekend dat de freatische lijn in de dijk op NAP+2,50m ligt en ter plaatse van het achterland ongeveer op polderpeil (NAP -0,45m);

Als gevolg van de ontgraving van de polder (2m) en bijstelling van het polderpeil zijn de waterspanningen in het Holoceen ingrijpend gewijzigd. De adviseurs hebben de consequenties van deze ingreep ingeschat (expertschatting).

*Tabel B1.4: Schematisatie waterspanningen onderdeel D*

Adviseur	Schematisatie waterspanningen
I	<p>Waterspanningen zijn gedefinieerd door drie potentiaalijnen: freatisch vlak, stijghoogte Pleistoceen bij gemiddeld Hoog Water en stijghoogte Pleistoceen tijdens proef (= stijghoogte tussenzandlaag):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Stijghoogte Pleistoceen conform metingen (maximaal gelijk aan grenspotentiaal)</li> <li>• opdrukveiligheid <math>n &lt; 1,0</math> opbarsten deklaag (NAP-9,5m vanuit tussenzandlaag)</li> <li>• Freatische lijn: t.p.v. kruin dijk NAP +3,0m (idem onderdeel C) en achterland NAP -1,8 m</li> </ul> <p>Waterspanningen Holoceen (buiten grenslaag) zijn linear geïnterpoleerd tussen freatisch vlak en stijghoogte Pleistoceen bij gem HW. De dikte van de grenslaag in het Holoceen is gelijk aan 1,5m (idem onderdeel C). De waterspanningen in de grenslaag zijn linear geïnterpoleerd. De waterspanningen in de tussenzandlaag en het Pleistoceen zijn gelijk aan de gemeten waterspanningen tijdens de proef.</p>
IV	<p>Waterspanningen zijn gedefinieerd door twee potentiaalijnen: freatisch vlak en stijghoogte Pleistoceen tijdens proef:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Stijghoogte Pleistoceen conform metingen (maximaal gelijk aan grenspotentiaal)</li> <li>• opdrukveiligheid <math>n &lt; 1,0</math> opbarsten deklaag (NAP-12,2m vanuit Pleistoceen)</li> <li>• Freatische lijn: t.p.v. kruin dijk NAP +4,9m en achterland NAP -1,8 m</li> </ul> <p>Buiten de grenslaag is in het Holoceen de freatische grondwaterstand aanwezig. In de grenslaag zijn de waterspanningen linear geïnterpoleerd tussen freatisch vlak en stijghoogte Pleistoceen tijdens de proef. De dikte van de grenslaag in het Holoceen is gelijk aan 3m. De waterspanningen in het Pleistoceen zijn gelijk aan de gemeten waterspanningen tijdens de proef.</p>
V	<p>Waterspanningen zijn gedefinieerd door drie potentiaalijnen: freatisch vlak, stijghoogte Pleistoceen bij gemiddeld Hoog Water en stijghoogte Pleistoceen tijdens proef (= stijghoogte tussenzandlaag):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Stijghoogte Pleistoceen conform metingen (maximaal gelijk aan grenspotentiaal)</li> <li>• opdrukveiligheid <math>n &lt; 1,0</math> opbarsten deklaag (NAP-9m vanuit tussenzandlaag)</li> <li>• Freatische lijn: t.p.v. kruin dijk NAP +3,5 aflopend naar NAP +3,0m en onder 1:4 aflopend naar achterland NAP -1,8 m</li> </ul> <p>Waterspanningen Holoceen (buiten grenslaag) zijn linear geïnterpoleerd tussen freatisch vlak en stijghoogte Pleistoceen bij gem HW. De dikte van de grenslaag in het Holoceen is gelijk aan 1,0m. De waterspanningen in de grenslaag zijn linear geïnterpoleerd. De waterspanningen in de tussenzandlaag en het Pleistoceen zijn gelijk aan de gemeten waterspanningen tijdens de proef.</p>

#### *Onderdeel Dwsp*

In aanvulling op de bij onderdeel D aangeleverde informatie m.b.t. de randvoorwaarden zijn voor het laatste onderdeel Dwsp tevens de in de tussenzandlaag (onderin het Holoceen) gemeten stijghoogten verstrekt. Het ondergrondmodel is ongewijzigd.

De waterspanningen zijn gedefinieerd door 3 potentiaalijnen (afgeleid uit metingen tijdens de proef):

- Stijghoogte Pleistoceen
- Stijghoogte watervoerende zandige kleilaag
- Freatisch vlak.

De waterspanningen in het Holoceen (boven tussenzandlaag) zijn linear geïnterpoleerd tussen freatisch vlak en de stijghoogte in de zandige kleilaag. In de zandige kleilaag is de gemeten waterspanning ingevoerd. Onder de zandige kleilaag bevindt zich een dunne laag basisveen. De waterspanningen in het basisveen zijn lineair geïnterpoleerd. De waterspanningen in het Pleistoceen zijn afgeleid uit de metingen.

De stijghoogte in de watervoerende zandige kleilaag en het Pleistoceen is door de adviseurs gelimiteerd tot de grenspotentiaal. De grenspotentiaal verschilt per adviseur in verband met de verschillen in ondergrondmodellen.

#### *Invloed zandige kleilaag op advisering*

Adviseur I en V zijn in onderdeel D uitgegaan van een zeer doorlatende zandige kleilaag, die direct in contact stond met het Pleistoceen. Derhalve hebben zij opdrijven/opbarsten beschouwd vanuit de watervoerende tussenlaag in onderdeel D.

Tijdens proef is gebleken, dat de zandige kleilaag wel op het getij van de rivier reageert, maar niet op de infiltratie van het Pleistoceen. Dit houdt verband met de verticale doorlatendheid van de veenlaag tussen de zandige kleilaag en het Pleistoceen. Bij hoog water (MHW) zal de zandige kleilaag naar verwachting veel sterker op het buitenwater reageren, dan tijdens de proef op de infiltratie. De kleilaag maakt namelijk dicht achter de dijk op 100 à 200m van het proefvak contact met de rivier. De laag kruist het proefvak ter plaatse van de gecreëerde polder.

#### **Materiaalparameters (celproeven)**

Voor de toetsing (onderdeel B en C) waren de volgende parameters beschikbaar. De schuifsterkteparameters zijn gebaseerd op de celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard en de volumegewichten op lokaal grondonderzoek in het TAW-proefvak 1400m stroomopwaarts van het proefvak Bergambacht nabij hmp 71.1. Deze zijn in de aanvullende analyse ongewijzigd overgenomen.

*Tabel B1.5: Parameters (gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard)*

Laagtype	Nat volumegewicht $\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesie c (kPa)	Wrijvingshoek $\phi$ (graden)
Hollandveen naast dijk	10,7	2	23
Hollandveen onder dijk	10,7	9	26
Gorkum zwaar naast dijk	14,7	3	19
Gorkum zwaar onder dijk	14,7	6	19
Gorkum licht naast dijk	11,9	3	16
Gorkum licht onder dijk	13,0	4	24
Dijksmateriaal (kleiig)	18,4	4	20
Basisveen naast dijk	11,9	2	24
Basisveen onder dijk	11,9	5	25
Tiel naast dijk	15,0	2	19
Tiel onder dijk	15,0	1	21
Gorkum geulafzetting	19,0	1	20
Kreftenheye naast dijk	20,0	2	18
Kreftenheye onder dijk	20,0	2	22

In onderdeel A, B en C zijn door adviseur III en IV de waarden in de parameterset beschouwd als representatieve waarden en door adviseur I, II en V als rekenwaarden. Omdat de data in tabel B.1.5 feitelijk rekenwaarden betreft zijn de sterkte parameters voor adviseur IV aangepast. In de aanvullende toetsing, onderdelen D en Dwsp blijven de ondergrondmodel ongewijzigd. Dit betekent dat door alle adviseurs dezelfde parameterset is gebruikt in onderdeel D.

In een aantal gevallen hebben adviseurs zelf de eigenschappen van onderscheiden lagen gedefinieerd, omdat het onderscheiden laagtype niet in de beschikbare parameterlijst voorkwam.

Tabel B1.6: Parameters (rekenwaarde door adviseur gedefinieerd)

Laagtype	Nat volumegewicht $\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesie c (kPa)	Wrijvingshoek $\phi$ (graden)
Adviseur I Dijkmateriaal (zandcunet)	18 ( $\gamma_d = 18$ kN/m <sup>3</sup> )	0	30
Adviseur IV Dijkmateriaal (zandig)	20 ( $\gamma_d = 18$ kN/m <sup>3</sup> )	0	23
Adviseur V Leem	18 ( $\gamma_d = 18$ kN/m <sup>3</sup> )	2	18

## Model

Op basis van de ten opzichte onderdeel C nieuwe geometrie en waterspanningen kon de opdrukveiligheid opnieuw worden bepaald en zijn stabiliteitsberekeningen gemaakt. Er is gebruik gemaakt van rekenmodel Mstab, methode Van (modelfactor 1,05) en methode Bishop (modelfactor 1,00).

Tabel B1.7: Modelkeuze onderdeel D  
(Waterspanningsmetingen proef Pleistoceen)

Laagtype	Model	Details modellering/schematisatie
Adviseur I	Bishop en Van	Uit de schematisatie van de waterspanningen en grondopbouw is de opdrukveiligheid van het Holoceen pakket bepaald ( $n < 1,0$ ). Volgens de vigerende leidraden is echter sprake van opbarsten en mag geen schuifsterkte worden toegekend aan de opgebarsten deklaag. In verband met de dikte van het Holoceen pakket is opbarsten uitgesloten en is alleen opdrijven beschouwd. Naast een stabiliteitsanalyse methode Van (opdrijven vanuit zandige kleilaag op NAP-9,5m), is ook een stabiliteitsanalyse methode Bishop uitgevoerd.
Adviseur IV	Bishop	Uit de schematisatie van de waterspanningen en grondopbouw is de opdrukveiligheid van het Holoceen pakket bepaald ( $n = 0,7$ ). De schuifsterkte van het Holoceen pakket in het achterland is gereduceerd i.v.m. $n < 1,0$ . Volgens de vigerende regels mag geen schuifsterkte worden toegekend aan een opgebarsten deklaag ( $F = 0,49$ ). Een reductie tot tenminste 30% van de schuifsterkte is echter reëel ( $F = 0,53$ ). Op dit punt wijkt de adviseur van de LTV af.
Adviseur V	Bishop en Van	Uit de schematisatie van de waterspanningen en grondopbouw is de opdrukveiligheid van het Holoceen pakket bepaald ( $n < 1,0$ ). Volgens de vigerende leidraden is echter sprake van opbarsten en mag geen schuifsterkte worden toegekend aan de opgebarsten deklaag. In verband met de dikte van het Holoceen pakket is opbarsten uitgesloten en is alleen opdrijven beschouwd. Naast een stabiliteitsanalyse methode Van (opdrijven vanuit zandige kleilaag op NAP-9m), is ook een stabiliteitsanalyse methode Bishop uitgevoerd.

Tabel B1.8: Verschillen in modelkeuze onderdeel Dwsp ten opzichte van onderdeel D (tabel B1.7)

(waterspanningsmetingen proef Holoceen en Pleistoceen)

Laagtype	Model	Details modellering/schematisatie
Adviseur I	Bishop en Van	De opdrukveiligheid is zowel van de deklaag (op NAP-12,4m) vanuit het Pleistoceen als van de deklaag (op NAP-9,5m) vanuit de zandige kleilaag beschouwd. In beide gevallen was de opdrukveiligheid $n < 1,0$ . De stabiliteit is bepaald op basis van een stabiliteitsanalyse methode Van (opdrijven vanuit Pleistoceen NAP-12,4m) en methode Bishop. Schuifsterkte is evenals in onderdeel D niet gereduceerd.
Adviseur IV	Bishop	Idem onderdeel D.
Adviseur V	Bishop en Van	De opdrukveiligheid is zowel van de deklaag (op NAP-12,2m) vanuit het Pleistoceen als van de deklaag (op NAP-9,0m) vanuit de zandige kleilaag beschouwd. In beide gevallen was de opdrukveiligheid $n < 1,0$ . De stabiliteit is bepaald op basis van een stabiliteitsanalyse methode Van (opdrijven vanuit Pleistoceen NAP-12,2m) en methode Bishop. Schuifsterkte is evenals in onderdeel D niet gereduceerd.

### Berekeningsresultaten (celproeven)

Onderstaande tabellen geven een overzicht van de berekeningen, die voor onderdeel D en Dwsp zijn uitgevoerd. Hoewel alle adviseurs de stijghoogte in het Pleistoceen en de zandige kleilaag hebben gelimiteerd tot de grenspotentiaal (aanduiding in tabel: “meting/grenspot.”), zijn ook berekeningen uitgevoerd, waarin de gemeten waterspanningen (aanduiding in tabel: “meting”) zijn ingevoerd (bestandsnaam zonder toevoeging \_gr).

*Tabel B1.9: Stabiliteitsanalyses onderdeel D (celproeven, waterspanningen Pleistoceen uit metingen proef)*

Adviseur	Model	Stab.factor	stijghoogte Pleistoceen	Bestandsnaam
I	Van	0.58	Meting	advI_D_LV
	Bishop	0.44	Meting	advI_D_LV_bish
	Van	0.68	meting/grenspot.	advI_D_LV_gr
	Bishop	0.71	meting/grenspot.	advI_D_LV_gr_bish
IV	Bishop (tau30%)	0.39	Meting	advIV_D_t30_mf1
	Bishop (tau30%)	0.53	meting/grenspot.	advIV_D_t30_mf1_gr1
	Bishop (tau0%)	0.49	meting/grenspot.	advIV_D_t0_mf1_gr1
	Bishop (tau100%)	0.63	meting/grenspot.	advIV_D_mf1_gr1
V	Van	0.46	Meting	advV_D_LV
	Bishop	0.35	Meting	advV_D_LV_bish
	Van	0.51	meting/grenspot.	advV_D_LV_gr
	Bishop	0.53	meting/grenspot.	advV_D_LV_gr_bish

*Tabel B1.10: Stabiliteitsanalyses onderdeel Dwsp (celproeven, waterspanningen Pleistoceen en*

*Holoceen tussenzandlaag uit metingen proef)*

Adviseur	Model	Stab.factor	Waterspanningen Holoceen/Pleistoceen	Bestandsnaam
I	Van (tangent NAP-12,4m) 1)	0.50	meting	advI_Dwsp_LV
	Van (tangent NAP-9,5m) 2)	0.50		advI_Dwsp_LV1
	Bishop	0.48	meting	advI_Dwsp_LV_bish
	Van (tangent NAP-12,4m) 1)	0.65	meting/grenspot.	advI_Dwsp_LV_gr
	Van (tangent NAP-9,5m) 2)	0.60		advI_Dwsp_LV1_gr
	Bishop	0.65	meting/grenspot.	advI_Dwsp_LV_gr_bish
IV	Bishop (tau30%)	0.33	meting	advIV_Dwsp_t30_mf1
	Bishop (tau30%)	0.62	meting/grenspot.	advIV_Dwsp_t30_mf1_gr1
V	Van (tangent NAP-12,2m) 1)	0.36	meting	advV_Dwsp_LV
	Van (tangent NAP-9m) 2)	0.36		advV_Dwsp_LV1
	Bishop	0.33	meting	advV_Dwsp_LV_bish
	Van (tangent NAP-12,2m) 1)	0.48	meting/grenspot.	advV_Dwsp_LV_gr
	Van (tangent NAP-9m) 2)	0.45		advV_Dwsp_LV1_gr
	Bishop	0.47	meting/grenspot.	advV_Dwsp_LV_gr_bish



Opmerking	
1)	Opdrijven vanuit Pleistoceen
2)	Opdrijven vanuit zandige kleilaag
Van	Methode Van is gebruikt indien de adviseur uit is gegaan van opdrijven van de deklaag. In verband met de dikte van de deklaag hebben adviseur I en V oprijfberekeningen uitgevoerd.
tauX%	Reductie van de schuifsterkte van de deklaag tot X% in verband met opbarsten van de deklaag. Adviseur IV heeft alleen Bishopberekeningen uitgevoerd (met reductie van de schuifsterkte van de opbarstende deklaag).

Volgens de LTV dient bij opbarsten (gedefinieerd als  $n < 1,0$ ) de schuifsterkte van de deklaag verwaarloosd te worden. Alle adviseurs kijken hier vanaf:

- Adviseur IV acht een verwaarlozing van de schuifsterkte van de deklaag niet reëel. De schuifsterkte wordt tot 30% van de oorspronkelijke schuifsterkte gereduceerd.
- Adviseur I en V gaan uit van opdrijven van de deklaag, omdat zij opbarsten niet waarschijnlijk achten in verband met de dikte van de deklaag. Zij maken gebruik van methode Van en Bishop. De schuifsterkte van de deklaag is niet gereduceerd.

*Opmerking adviseur I*

In de berekeningsresultaten van onderdeel C (tabel B1.2) is weinig verschil tussen de berekende veiligheidsfactoren van adviseur I en V. Uit tabel B1.4 blijkt dat de verschillen in opvatting over de toe te passen waterspanningen voor onderdeel D en Dwsp gering zijn. De berekende veiligheidsfactoren blijken echter aanzienlijk te verschillen. Zo zijn de veiligheidsfactoren van adviseur I duidelijk hoger dan van adviseur V.

*Opmerkingen adviseur IV*

Het grootste verschil wordt veroorzaakt door de diepte waarop de extreem hoge stijghoogte onderin aanwezig is: niet hoger dan het Pleistoceen (zoals in onderdeel Dwsp voor alle adviseurs) of tot in de getijvoerende zand/kleilaag. Adviseur I en V zijn uitgegaan van opdrijven vanuit de getijvoerende zand/kleilaag in onderdeel D. De grenspotentiaal van adviseur V ligt echter beduidend lager dan van adviseur I. Dit houdt verband met de wijze van modellering van de ondergrond. Adviseur IV is uitgegaan van opdrijven vanuit het Pleistoceen. De verschillen in het ondergrondmodel van adviseur I en V geven in onderdeel D en Dwsp verschillen in veiligheidsfactor om ten opzichte van onderdeel C het achterland is afgegraven en de stijghoogte in het Pleistoceen aanzienlijk is verhoogd, waardoor de stijghoogte in het Pleistoceen gelijk wordt aan de grenspotentiaal.

Onderstaande tabel geeft een samenvatting van de resultaten van de toetsing van 3 adviseurs.

*Tabel B1.11: Samenvatting resultaten (stabiliteitsfactor) toetsing (celproeven)*

Onderdeel	Adviseur	Proefsituatie LTV-toetsing	afwijkingen van LTV-methode
D	I	0,68	opdrijven i.p.v. opbarsten
	IV	0,53	schuifsterkte gereduceerd tot 30% i.v.m. opbarsten deklaag
	V	0,51	opdrijven i.p.v. opbarsten
Dwsp	I	0,65	opdrijven i.p.v. opbarsten
	IV	0,62	schuifsterkte gereduceerd tot 30% i.v.m. opbarsten deklaag
	V	0,47	opdrijven i.p.v. opbarsten

Indien de situatie tijdens de praktijkproef wordt gezien als een ijkpunt, waarbij de stabiliteitsfactorfactor net gelijk is aan  $SF = 1,0$  blijkt de overall-veiligheidsfactor (reciproke waarde van de berekende stabiliteitsfactor) tussen 1,4 en 2,2 te liggen. De gepresenteerde stabiliteitsfactoren hebben betrekking op glijvlakken die de waterkerende functie bij

hoogwatersituaties direct bedreigen. Worden de berekeningsuitkomsten gerelateerd aan bij toetsing vereiste stabiliteitsfactor van 1,17 voor de Krimpenerwaard dan volgt een overall-veiligheidsfactor tussen 1,6 en 2,6.

### Berekeningen met sterkteparameters uit triaxiaalproeven

Tenslotte zijn de resultaten uit lokale triaxiaalproeven aan de adviseurs beschikbaar gesteld, teneinde ook de stabiliteitsfactoren bij 2% rek, 5% rek en voor triaxiaal-bezwijkwaarden te berekenen. Het betreft (alleen) de rekenwaarden voor deze parameters. In tabel B.1.12 zijn ook de 5% karakteristieke ondergrenzen en de gemiddelden voor de verwachtingswaarden vermeld.

Tabel B.1.12 Resultaten lokale triaxiaalproeven

Grondsoort	Type waarde	2% rek		5% rek		Bezwijkken	
		c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)	C (kPa)	$\phi$ (°)
Hollandveen onder dijk (6 proeven)	Rekenwaarde	10.85	14.41	14.31	32.47	-4.23	55.57
	kar. Ondergrens	14.1	17.8	18.6	38.5	-5.5	62.2
	gemiddelde	37.0	21.3	29.9	40.7	9.2	63.6
Hollandveen onder talud (6 proeven)	Rekenwaarde	8.08	6.58	8.77	17.49	5.69	41.51
	kar. Ondergrens	10.5	8.2	11.4	21.5	7.4	49.0
	gemiddelde	14.1	11.3	13.4	23.8	8.4	50.6
Hollandveen naast dijk (6 proeven)	rekenwaarde	-1.85	10.55	-1.69	29.44	3.54	34.8
	kar. ondergrens	-2.4	13.1	-2.2	35.2	4.6	42.1
	gemiddelde	0.6	20.5	1.9	41.4	5.5	42.3
Hollandveen naast dijk + extensieproeven onder teen (6 proeven)	rekenwaarde	-1.92	13.5	-0.15	29.07	3.08	39.81
	kar. ondergrens	-2.5	16.7	-0.2	34.8	4.0	47.3
	gemiddelde	0.4	21.5	2.7	38.8	5.2	48.5
Dijkmateriaal (24 proeven)	rekenwaarde	6.46	24.97	5.54	28.51	4.69	27.18
	kar. ondergrens	8.4	29.2	7.2	33.1	6.1	32.7
	gemiddelde	11.8	29.5	9.9	33.3	9.4	32.8
Gorkum licht naast dijk (6 proeven)	rekenwaarde	2.23	22.83	-7.38	56.59	Bepaling niet mogelijk	Bepaling niet mogelijk
	kar. ondergrens	2.9	26.8	-9.6	61.2		
	gemiddelde	8.5	25.0	2.8	54.9		
Gorkum zwaar onder dijk (3 proeven)	rekenwaarde	-5.69	29.71	-1.77	34.96	-4.15	33.22
	kar. ondergrens	-7.4	34.4	-2.3	40.0	-5.4	39.3
	gemiddelde	5.5	33.3	3.2	39.0	1.6	39.4
Gorkum zwaar naast dijk (9 proeven)	rekenwaarde	2.77	24.43	0.31	33.26	0.92	31.64
	kar. ondergrens	3.6	28.6	0.4	38.2	1.2	37.6
	gemiddelde	5.9	29.3	3.8	38.3	4.7	37.1
Klei van Tiel onder dijk (3 proeven)	rekenwaarde	24.23	18.17	12.08	27.6	14.15	25.58
	kar. ondergrens	31.5	21.5	15.7	13.5	18.4	30.9
	gemiddelde	32.2	21.6	15.9	15.9	18.8	31.0

De vermelde rekenwaarden zijn door de adviseurs grotendeels overgenomen en toegekend aan de bijbehorende grondlagen. Hierbij zijn, per adviseur, de volgende kanttekeningen te maken:

**Adviseur I:**

- bij lagen met een negatieve waarde voor de cohesie is bij lage spanningen uitgegaan van een schuifsterkte gelijk aan nul indien deze anders negatief zou zijn, verder zijn de aangegeven waarden gebruikt;
- voor basisveen zijn de waarden van Hollandveen gebruikt;
- voor zand (in de dijk en in het Pleistoceen) is uitgegaan van  $c=0$  kPa en  $\phi=30^\circ$ ;
- voor Hollandveen (en basisveen) naast de dijk is uitgegaan van de resultaten voor Hollandveen naast de dijk aangevuld met de resultaten van de extensieproeven op Hollandveen onder de teen van de dijk;
- voor Gorkum licht naast de dijk zijn de 5%-rekwaarden gebruikt bij de berekeningen met bezwijkwaarden;
- voor Tiel naast de dijk zijn de celproefwaarden gebruikt ( $c=2$  kPa en  $\phi=19^\circ$ ).

**Adviseur IV:**

- berekeningen met 5%-rekwaarden en met bezwijkwaarden worden niet acceptabel geacht;
- bij lagen met een negatieve waarde voor de cohesie is de cohesie op nul gesteld, waardoor deze waarden voor geen enkel spanningsniveau meer rekenwaarden betreffen, maar waarden tussen de rekenwaarde en de gemiddelde waarde in;
- voor de grondsoorten in de deklaag die opbarst of opdrijft is uitgegaan van een reductie van de schuifsterkte tot 30%
- voor de Kreftenheye-laag, de basisveenlaag en het zandig dijksmateriaal zijn de celproefwaarden gebruikt;
- voor Hollandveenlaag naast de dijk is uitgegaan van de waarden vermeld voor alleen Hollandveen naast (dus zonder de aanvullende extensieproeven).

**Adviseur V:**

- bij lagen met een negatieve waarde voor de cohesie is bij lage spanningen uitgegaan van een schuifsterkte gelijk aan nul indien deze anders negatief zou zijn, verder zijn de aangegeven waarden gebruikt;
- alleen waarden gebaseerd op tenminste 6 proeven zijn gebruikt;
- voor basisveen zijn de waarden van Hollandveen gebruikt;
- voor zand in het Pleistoceen is uitgegaan van  $c=0$  kPa en  $\phi=30^\circ$ ;
- voor Hollandveen naast de dijk is uitgegaan van de resultaten voor Hollandveen naast de dijk aangevuld met de resultaten van de extensieproeven op Hollandveen onder de teen van de dijk;
- voor Gorkum licht naast de dijk zijn de 5%-rekwaarden gebruikt bij de berekeningen met bezwijkwaarden;
- voor klei van Tiel zijn de waarden van dijksmateriaal gebruikt (de klei van Tiel is geacht in het verleden gebruikt te zijn voor de aanleg van de dijk);
- voor klei van Gorkum I onder de dijk zijn de waarden voor Hollandveen onder de dijk gebruikt;
- voor de leemlaag zijn weer dezelfde waarden gebruikt ( $c=2$  kPa en  $\phi=18^\circ$ ).

**Berekeningsresultaten (triaxiaalproeven)**

De uitkomsten volgens de verschillende adviseurs staan vermeld in onderstaande tabellen. Voor de volledigheid zijn hierin ook de resultaten met regionale celproeven vermeld. De overallveiligheidsfactor (reciproke waarde van stabiliteitsfactor ten opzichte van de uitkomst van de praktijkproef  $SF = 1$  bij bezwijken) varieert hiermee van 1,03 tot 4,1, met mediane waarden voor 2% rek rond 2,0. De verschillen tussen de drie verschillende adviseurs zijn betrekkelijk groot.

*Tabel B1.13 Resultaten volgens adviseurs voor onderdeel D (triaxiaalproeven, waterspanningen*

*Pleistoceen uit metingenproef)*

Adviseur	Celproeven	triaxiaal 2% rek	triaxiaal 5% rek	Triaxiaal bezwijken
I	0,68	0,60	0,78	0,97
IV	0,53*	0,50*	-	-
V	0,51	0,35*	0,50	0,85
* berekend met methode Bishop (alle andere resultaten met methode Van, inclusief modelfactor van 1,05)				

*Tabel B1.14 Resultaten volgens adviseurs voor onderdeel Dwsp (triaxiaalproeven, waterspanningen*

*Pleistoceen en Holoceen tussenzandlaag uit metingen proef)*

Adviseur	Celproeven	triaxiaal 2% rek	triaxiaal 5% rek	Triaxiaal bezwijken
I	0,65*	0,51*	0,67*	0,85*
IV	0,62*	0,56*	-	-
V	0,47*	0,24*	0,42*	0,71
* berekend met methode Bishop (alle andere resultaten met methode Van, inclusief modelfactor van 1,05)				

## Conclusies

De proefomstandigheden zijn door drie onafhankelijk van elkaar werkende geotechnische adviseurs zo goed mogelijk getoetst volgens de richtlijnen voor toetsing op binnenwaartse macrostabiliteit zoals vermeld in de Leidraad Toetsen op Veiligheid. Hierbij is doorgegaan op een eerder ringonderzoek waar vijf adviseurs bij betrokken waren.

Het blijkt dat niet op alle punten conform de LTV geadviseerd wordt; zo rekent bijvoorbeeld geen enkele adviseur met een volledig verlies van schuifsterkte in het achterland in het geval van opdrijven/opbarsten. Voor elk van de gehanteerde schematisaties geldt dat de gemeten stijghoogte in het Pleistocene zand aanzienlijk hoger is dan de berekende grenspotential (stijghoogte waarbij opdrijven juist optreedt). Alle adviseurs reduceren de gemeten waterspanningen vervolgens tot de grenspotential. De grootte van de reductie bedraagt tussen 0,8 en 1,5 m stijghoogte. Er wordt onvoldoende aanleiding gezien voor het herzien van de eerder gemaakte bodemschematisatie en/of het accepteren van een opdrijfsituatie.

Een vergelijking van de resultaten voor (regionale) celproeven en (lokale) triaxiaalproeven bij verschillende rekniveau's toont dat de met celproeven gevonden stabiliteitsfactoren over het algemeen redelijk overeenkomen met de stabiliteitsfactoren die met 5%-rekwaarden uit triaxiaalproeven bepaald zijn. De grotere spreiding in de resultaten van de triaxiaalproeven (mede door het kleinere aantallen proeven per grondlaag) speelt hierbij een rol.

#### 6.4 Driedimensionaal effect, tijdseffect en modelonzekerheden

De metingen van september geven aan dat de zwakste doorsnede toen op het punt van bezwijken stond. Er is toen immers bij constante belasting een doorgaande vervorming opgetreden, die niet heeft doorgezet doordat de belasting van te korte duur is geweest. Bij een langere belastingduur zou het bezwijken mogelijk niet hebben doorgezet ten gevolge van mobilisatie van schuifweerstand aan weerszijden van deze zwakste doorsnede.

Gezien de kleine verplaatsingen kunnen 3D-effecten in september nog geen rol van betekenis hebben gespeeld. Deze 3D-effecten worden geacht te bestaan uit:

- gemobiliseerde schuifweerstand in de zijdelingse randen van het glijvlak;
- heterogeniteit van de ondergrond voor wat betreft zowel sterkte, stijfheid als doorlatendheid;
- geometrie van de afschuiving, bij het proefvak is er sprake van een buitenbocht, waardoor een binnenwaartse afschuiving bovenaan breder zal zijn dan onderaan;
- niet-uniformiteit van de belasting, bij het proefvak gaat het hierbij om hoogteverschillen van het achterland (wel of niet afgegraven), verschillen in stijghoogte in het Pleistoceen ten gevolge van de infiltratie in lengterichting van de dijk, verschillen in het freatisch vlak in de dijk ten gevolge van de infiltratie vanuit de damwandkuip met een beperkte lengte en bovenbelasting op een gedeelte van de dijk (betonblokken aan de oostzijde van de afschuiving).

In de gebruikte rekenmodellen zijn geen van deze invloeden meegenomen. Bij de geometrie van het proefvak geldt, indien de maximale belasting in de rekenmodellen is ingevoerd, dat de modeluitkomst vermenigvuldigd dient te worden met een factor voor 3D-effecten groter of gelijk aan 1, dus:

$$3D \geq 1 \quad (1)$$

Er wordt nu aangenomen dat de zwakste doorsnede van de dijk in september feitelijk bezwiken is, dus wanneer de zwakste doorsnede (denkbeeldig) over een oneindig lange rechte dijk zou hebben bestaan, en ook de belasting in lengterichting overal gelijk zou zijn geweest (en er dus sprake zou zijn geweest van een volledig tweedimensionale situatie, dus een 3D-factor gelijk aan 1,0), dan zou uiteindelijk afschuiven hebben plaatsgevonden. Ofwel:

$$SF_{\text{kort}} \leq 1 \quad (2)$$

Waarin SF staat voor stabiliteitsfactor, met het bijschrift 'kort' omdat het hier gaat om een kortdurende belasting; deze was immers slechts een paar uur aanwezig. Er was daardoor sprake van een situatie waarin de waterspanningen in het proefvak slechts in beperkte mate waren aangepast aan de gewijzigde randvoorwaarden. Indien deze randvoorwaarden (vooral de infiltratie in het Pleistoceen) gedurende langere tijd zouden worden gehandhaafd, dan zouden de waterspanningen zowel in de goeddoorlatende zandlagen (o.a. als gevolg van berging) als in de slechtdoorlatende klei- en veenlagen (t.g.v. indringing) significant toenemen, met een lagere bijbehorende stabiliteitsfactor als gevolg. Dit wordt geschaard onder het tijdseffect. Dit is eerder reeds besproken in §4.3.6 en §4.4, en blijkt tevens uit de in hoofdstuk 5 gepresenteerde waarnemingen. Indien in de rekenmodellen wordt uitgegaan van een gedraineerde situatie moeten de uitkomsten daarom nog worden gedeeld door een correctiefactor voor het tijdseffect, welke volgens de volgende definitie kleiner of gelijk aan 1 is:

$$TE_{\text{kort}} = SF_{\text{lang}} / SF_{\text{kort}} \leq 1 \quad (3)$$

Fysisch betekent dit dat de stabiliteitsfactor van een dijk bij een kortdurende belasting hoger is dan wanneer die belasting gedurende een langere tijd op die dijk staat. Bijvoorbeeld een dijk die direct na aanbrengen van een bepaalde belasting nog net stabiel is, kan wanneer die belasting langer wordt aangehouden na enige tijd alsnog bezwijken.

De uitkomst van het gebruikte rekenmodel moet verder nog worden gecorrigeerd voor een aantal modelonzekerheden, te weten:

- onzekerheid ten aanzien van de schematisatie van de ondergrond;
- onzekerheid ten aanzien van de materiaalparameters (het uitgevoerde laboratoriumonderzoek vormt slechts een steekproef ter bepaling van de veldeigenschappen, in de bepaling hiervan kunnen bovendien nog systematische fouten voorkomen, bijvoorbeeld door een te kleine monstergrootte, daarnaast vindt zowel bij het terrein- en laboratoriumonderzoek als bij de vervormingen in het veld, tijdens de proef, verkneding van het materiaal plaats waardoor de eigenschappen veranderen);
- onzekerheid ten aanzien van de waterspanningen, met name ten aanzien van de waterspanningsveranderingen ten gevolge van vervormingen, daarnaast nog enige onzekerheid ten aanzien van de waterspanningen in het Holocene, vooral onderin de Holocene lagen;
- beperkingen ten gevolge van het gehanteerde rekenmodel voor wat betreft de geometrie van het glijvlak, voor het Van-model is uit centrifugeproeven en numerieke analyses een (reken-)modelfactor van 1,05 bepaald (zie hoofdstuk 3).

De correctiefactor ten gevolge van deze onzekerheden, waar de uitkomst uit het rekenmodel door moet worden gedeeld, wordt verder aangeduid met COR.

Vergelijking (2) kan nu worden geschreven als:

$$SF_{\text{kort}} = SF_{\text{lang, berekend 17/9}} / (TE_{\text{kort}} * COR) \leq 1 \quad (4)$$

In woorden: de werkelijke stabiliteitsfactor van de (hypothetische) doorsnede van de dijk, waarvan verondersteld is dat deze in september bezwaken zou zijn ( $SF \leq 1$ ) is gelijk aan de voor deze doorsnede voor dat tijdstip berekende stabiliteitsfactor voor een volledig aangepaste situatie (vandaar 'lang'), gecorrigeerd voor het tijdseffect  $TE_{\text{kort}}$  (de belasting was in september in werkelijkheid immers maar kort aanwezig) en gecorrigeerd voor de hiervoor genoemde modelonzekerheden COR.

Invullen van de op 17 september om 18:30 gemeten waterspanningen in het Van-model geeft voor het ondergrondmodel van de westraai (de zwakste van de twee representatieve doorsneden) een stabiliteitsfactor van 1,184, dus:

$$SF_{\text{lang, berekend 17/9}} = 1,184 \quad (5)$$

Volgens deze postdictie-berekening zou deze doorsnede dus stabiel zijn, maar deze uitkomst moet, zoals gesteld, nog worden gecorrigeerd met de factoren  $TE_{\text{kort}}$  en COR.

Invullen van (5) in (4) en herschrijven levert:

$$COR \geq 1,184 / TE_{\text{kort}} \quad (6)$$

Omdat de factor  $TE_{kort}$  per definitie (zie (3)) kleiner dan of gelijk is aan 1, moet de invloed van de modelonzekerheden COR dus minstens ongeveer een vijfde bedragen.

Op 28 november is het gehele proefvak bezweken, nadat het al enige dagen wisselend belast was. De stabiliteitsfactor was toen kleiner dan 1 of hooguit gelijk daaraan, terwijl alle eerder genoemde 3D-effecten volledig aanwezig waren. Hiervoor kan worden gesteld:

$$SF_{middellang} = SF_{lang, gemiddeld, berekend\ 28/11} * 3D / (TE_{middellang} * COR) \leq 1 \quad (7)$$

In woorden: de werkelijke stabiliteitsfactor van de werkelijke dijk op het moment van bezwijken, toen de belasting al enige tijd aanwezig was, maar niet zo lang dat van een volledig aan de randvoorwaarden aangepaste evenwichtsituatie sprake was, is gelijk aan de voor de dijk voor dat tijdstip berekende gemiddelde stabiliteitsfactor voor een volledig aangepaste situatie vermenigvuldigd met de invloed van driedimensionale effecten en verder gecorrigeerd voor het bijbehorende middellange tijdseffect en de modelonzekerheden COR.

Voor  $SF_{lang, gemiddeld, berekend\ 28/11}$  kan het gemiddelde worden genomen van de met het Van-model berekende stabiliteitsfactoren voor de oost- en de westraai met de op 28 november om 15:30 gemeten waterspanningen. Hiervoor geldt:

$$\begin{aligned} SF_{lang, gemiddeld, berekend\ 28/11} &= (SF_{lang, oost, berekend\ 28/11} + SF_{lang, west, berekend\ 28/11})/2 \\ &= (1,323 + 1,067) / 2 = 1,195 \end{aligned} \quad (8)$$

Hierbij wordt er impliciet van uitgegaan dat beide dwarsdoorsneden even representatief zijn voor het gehele bezweken gebied.

Naar analogie van (3) geldt verder:

$$TE_{middellang} = SF_{lang} / SF_{middellang} \leq 1 \quad (9)$$

Invullen van (6), (8) en (9) in (7) levert, na enig herschrijven:

$$TE_{middellang} / TE_{kort} \geq 3D * 1,195 / 1,184 \quad (10)$$

Ofwel, wat simpeler geschreven en na afronding:

$$TE * 3D \leq 1,0 \quad (11)$$

Dit levert dus een bovengrens aan het 3D-effect. Het 3D-effect blijkt qua orde van grootte maximaal gelijk te zijn aan het tijdseffect. Uit onderzoek naar tijdseffecten [GeoDelft, 2002a] is te stellen dat  $TE_{kort} = 0,8$  en  $TE_{middellang} = 0,9$  (veel lager is niet aannemelijk). Dit levert dan  $TE \approx 0,9$ . Dit betekent dan dat  $3D \approx 1,1$ .

Uit bovenstaande volgt dat:

- de 3D-bijdrage aan de sterkte maximaal 10% is geweest;
- het tijdseffect waarschijnlijk fractioneel groter is geweest dan het 3D-effect;
- de modelonzekerheden COR vrij groot (tenminste 20%) zijn.

Zonder af te ronden na vergelijking (10) wordt, aannemende dat  $TE_{kort}=0,8$  en  $TE_{middellang}=0,9$ , gevonden dat  $3D=1,11$  en  $COR=1,48$ . Met een kleinere invloed van het tijdseffect, bijvoorbeeld  $TE_{kort}=0,9$  en  $TE_{middellang}=1,0$  wordt gevonden dat  $3D=1,10$  en  $COR=1,32$



Uit de hoge waarden voor COR kan worden geconcludeerd dat de modelonzekerheden ten aanzien van de sterkte (opbouw van de ondergrond en de materiaaleigenschappen), de belasting (volumegewichten en waterspanningen, mede ten gevolge van de vervormingen) en het rekenmodel zelf (de rekenmodelfactor) alles bij elkaar opvallend groot zijn.

Voorgaande redenering moet worden gezien als een 'schot voor de boeg', vooruitlopend op een grondiger analyse in een daarvoor geschikt EEM model (bv. 3D-Plaxis), waarin tijds- en 3D-effecten op een juiste wijze worden gemodelleerd en waarin ook het materiaalgedrag beter kan worden gemodelleerd.

In voorgaande redenering is bijvoorbeeld formule (2) op zichzelf een vrij zwak onderbouwde aanname. Een variant op deze redenering toont echter aan dat deze juist is, onder de aanname dat op lange termijn wel bezwijken zou zijn opgetreden in deze zwakste doorsnede. Kernpunt van deze variant is een onderscheid voor zowel TE als COR tussen de zwakste doorsnede enerzijds en het gehele proefvak anderzijds. Daaruit volgt dat  $TE_{\text{zwak}}=1,0$ ; deze variant maakt het gehele verhaal plausibeler.

Desalniettemin geeft ook de hier gegeven redenering al een redelijk inzicht in de verdeling van de onzekerheden. Op grond van de resultaten gelden globaal de volgende relaties:

$$\begin{aligned} TE * 3D &= 1,0 \\ COR &= INP * MOD = 1,3 \end{aligned}$$

Stel verder dat:

- tijdseffect  $TE = 0,9$  (geschat op grond van [GeoDelft, 2002z])
- modelfactor  $MOD = 1,05$  (op basis van eerder onderzoek, varieert tussen 1,0 en 1,1; zie hoofdstuk 3)

Dan moet verder gelden:

- 3D-bijdrage  $3D = 1,1$
- invoerfactor  $INP = 1,25$

Dit zou betekenen dat het verschil tussen predictie en waarneming, ondanks het intensieve grondonderzoeksprogramma, grotendeels te verklaren is door (achteraf gezien) onjuiste invoer met betrekking tot zaken als laagopbouw, waterspanningen en grondeigenschappen. In §6.5.3 wordt dit nader onderbouwd.

In bijlage 6.1 is een nadere analyse van de 3D-bijdrage gegeven. Deze analyse bevestigt de inschatting dat  $3D \approx 1,1$ .

## Referenties

### Hoofdstuk 3

- [Bauduin & Moes, 1987] Bauduin, C.M. & C.J.M. Moes, 1987, 'Studie van het vervormings- en bezwijkgedrag van dijken bij lage effectieve spanningen langs de bovenrand van het pleistocene zand ("stabiliteit bij opdrijven")', CO-281560/6, 1987, Grondmechanica Delft
- [Cooling & Marsland, 1953] Cooling, L.F. & Marsland, A. 1953. Soil mechanics studies of failures in the sea defence banks of Essex and Kent. Conf. on the North Sea Floods of 31<sup>st</sup> January – 1<sup>st</sup> February, 1953: 58-73. London: Inst. Civil Eng.
- [Marsland, 1961] Marsland, A. 1961. A study of a breach in an earthen embankment caused by uplift pressures. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 1961: 2: 663-668. Paris: Dunod.
- [Bauduin et al., 1989] Bauduin, C.M.H., Moes, C.J.B. & Van Baalen, M. 1989. The influence of uplift water pressures on the deformations and stability of flood embankments. Proc. 12<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro, 1989: 3: 1713-1716. Rotterdam: Balkema.
- [Van, 2001] Van, M.A. 2001. New approach for uplift induced slope failure. Proc. 15<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Geot. Eng., Istanbul, 27-31 August 2001: 3: 2285-2288.
- [TAW, 1985] 'Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken', deel 1 – Bovenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1985, ISBN 90-12-05169-X
- [Spencer, 1967] Spencer, E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique 17: 11-26.
- [Bishop, 1955] Bishop, A.W. 1955. The use of slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, Vol 5, pp. 7-17.
- [Plaxis, 1998] Plaxis manual. 1998, R.B.J. Brinkgreve, Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Plaxis bv. The Netherlands.
- [Van & Rozing, 1999] Van, M.A. & A.P.C. Rozing. 1999. Model factor for stability with Mstab (Bishop) and PLAXIS (in Dutch). report number CO-391390/15, GeoDelft, The Netherlands.
- [Van & Van Hoven, 2000] Van, M.A. & A. van Hoven. 2000. Theorieontwikkeling rondom opdrijven. rapport number SE-52029/2, februari 2000, GeoDelft.
- [Padfield & Schofield, 1983] Padfield, C.J. & Schofield, A.N. 1983. The development of centrifugal models to study the influence of uplift pressures on the stability of a flood bank. Géotechnique 33(1): 57-66.
- [Allersma & Rohe, 2001] Allersma, H.G.B. & Rohe, A. 2001. Centrifuge tests on the failure mechanism of dykes. Proc. 14<sup>th</sup> Southeast Asian Geot. Conf., Hongkong, 10-14 December 2001: 1077-1081.
- [Brassinga & Bezuijen, 2001] Brassinga, H.E. & Bezuijen, A. 2001. Uplift mechanism river embankments – analysis of results of centrifugal tests (in Dutch), GeoDelft CO-710301/203.

### Hoofdstuk 4

- [Vink, 2000] Geotechnische dwarsprofielen A-A' (nabij dp 86), B-B' (nabij dp 85) en C-C' (nabij dp 84), GeoDelft, H.Vink, november 2000
- [Kruse, 2001a] Geotechnische dwarsprofielen, GeoDelft, april 2001
- [Kruse, 2001b] Geotechnische dwarsprofielen oost- en westraai, GeoDelft, oktober 2001
- [Arcadis, 2001a] Draaiboek septemberproef, Arcadis/Idecom, september 2001
- [Arcadis, 2001b] Draaiboek novemberproef, Arcadis/Idecom, november 2001
- [GeoDelft, 2001] C. Zwanenburg, voorontwerp vervormingsproef, CO-710301/122 versie 3, 2001.

- [GeoDelft, 2001a] A.R. Koelewijn, definitief ontwerp vervormingsproef, CO-710301/208 versie4, 2001.
- [Fugro, 2001] L.W.A. Zwang & W.R. Halter, Plaxis-analyse vervormingsproef Lekdijk te Bergambacht, Fugro rapport K-0085, d.d. 14 juni 2001
- [Fugro, 2001b] Voorspellingen stabiliteitsverloop tijdens bezwijkproef te Bergambacht, Fugro memo K-0069/003/m07 d.d. 16 november 2001.
- [GeoDelft, 2001c] A.J.M. Peters & A.R. Koelewijn, Monitoringsplan vervormingsproef Bergambacht, GeoDelft CO-710301/135 versie 3, mei 2001].
- [GeoDelft, 2001d] A.R. Koelewijn, Monitoringsfilosofie HerMes – concept, GeoDelft CO-710107/53, 30 januari 2001
- [GeoDelft, 2002a] Proefvak Bergambacht, Bijzonder grondgedrag, Delft Cluster/GeoDelft 01.02.03/32-01.03.01/267, dr. ir. E.J. den Haan, januari 2002

### **Hoofdstuk 5**

- [GeoDelft, 2001e] Meetverslag opdrijfproef september 2001: Overzicht metingen Bergambacht, CO-710301/329, september 2001.
- [GeoDelft, 2001f] Proefvak Bergambacht. Meetverslag Doorstart 26 tot 30 november 2001, CO 710301/298, 7 december 2001.
- [Arcadis/Idecom, 2001] Resultaten continu monitoring proefvak Bergambacht, november 2001.
- [TUDelft, 2002] Fac. Civ. Techniek en Geowetenschappen, Geotechniek (H.B.G. Allersma), Deformatiemeting veldproef Bergambacht, tweede poging, januari 2002

### **Hoofdstuk 6**

- [TAW, 1989] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenriviereengebied, 's-Gravenhage, september 1989.
- [GeoDelft, 2001a] A.R. Koelewijn, definitief ontwerp vervormingsproef, CO-710301/208 versie 4, 2001.
- [GeoDelft, 2002] A.P.C. Rozing, L. van Loon & D. Stamm, Zonering binnentalud, implementatie in MStab, GeoDelft CO-390110/31, 2001.
- [GeoDelft, 2002r] A.R. Koelewijn, Toetsing binnenwaartse macrostabiliteit Proefvak Actuele Sterkte nabij Bergambacht, toetsing door vijf adviseurs, GeoDelft CO-710301/279, 2002.
- [GeoDelft, 2002a] Proefvak Bergambacht, Bijzonder grondgedrag, Delft Cluster/GeoDelft 01.02.03/32-01.03.01/267, dr. ir. E.J. den Haan, januari 2002
- [LTV, 1999] Technische adviescommissie voor de waterkeringen, Leidraad Toetsen op, veiligheid. Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouw, 1999
- [TRWG, 2001] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies; Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden, P-DWW-2001-035, 2001
- [Hogeschool Den Bosch, 2002] Actuele sterkte van dijklichamen, Evaluatie en validatie dijkbeproeving versus leidraad en norm, afstudeerverslag Joshua Smeets en Ron van de Port

### **Hoofdstuk 7**

- [GeoDelft/Delft Cluster, 2002] Overloop-en bresgroeiproef, proefvak Bergambacht, GeoDelft/Delft Cluster 01.03.02/311, 24 februari 2002

### **Hoofdstuk 9**

- [LTV, 1999] Technische adviescommissie voor de waterkeringen, Leidraad Toetsen op, veiligheid. Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouw, 1999
- [TRWG, 2001] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies; Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden, P-DWW-2001-035, 2001