

TECHNISCH RAPPORT ACTUELE STERKTE VAN DIJKEN

Gedetailleerde en geavanceerde methoden
voor de beoordeling
van de macrostabiliteit binnenwaarts

Opdrachtnummer: 1204-0091-000


Opdrachtgever : Rijkswaterstaat DWW
Postbus 5044
2600 GA Delft

Rapport opgesteld door : RIJKSWATERSTAAT DWW
ir. P.J.L. Blommaart

FUGRO INGENIEURSBUREAU B.V.
ir. M.T. van der Meer
ir. J.D. Stoop
ir. L.W.A. Zwang

GEODELFT
ir. E.O.F. Calle

GRONTMIJ ADVIES EN TECHNIEK B.V.
ir. J.R. Deutekom

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	1 december 2004	eindconcept	
2	15 juni 2005	aangevuld eindconcept	
3	5 december 2005	eindrapport t.b.v. reviewgroep	
4	8 juni 2006	commentaar reviewgroep verwerkt	
5	13 maart 2007	resterend commentaar verwerkt, toevoeging bijlagen	

doc.: 1204-0091-000.r05.doc

INHOUDSOPGAVE

	Blz.
TEN GELEIDE	1
1. INLEIDING.....	3
1.1 Aanleiding tot Actuele Sterkte.....	3
1.2 Geschiedenis.....	4
1.3 Relatie met veiligheidsfilosofie en andere projecten.....	5
1.4 Toekomst.....	6
1.5 Samenhang met andere (TAW-)publicaties	6
1.6 Doelgroep en toepassingsgebied	8
1.7 Leeswijzer en totstandkoming van dit Technisch Rapport.....	9
2. KWALITATIEVE BESCHRIJVING ACTUELE STERKTE	11
2.1 Inleiding.....	11
2.2 Algemene beschrijving Actuele Sterkte	11
2.3 Toepassingsgebied.....	12
2.3.1 Toetsen en ontwerpen.....	12
2.3.2 Effectiviteit methoden	12
2.4 Stroomschema binnenwaartse macrostabiliteit	13
2.5 Actuele Sterkte overige mechanismen	15
2.5.1 Piping.....	16
2.5.2 Macrostabiliteit Buitenwaarts.....	16
2.5.3 Microstabiliteit.....	16
2.5.4 Bekleding.....	17
2.5.5 Waterkerende kunstwerken en langsconstructies	17
3. BEOORDELINGSMETHODIEK RESTBREEDTE.....	18
3.1 Inleiding.....	18
3.1.1 Algemeen	18
3.1.2 Relatie met de zoneringregel in de Handreiking Constructief Ontwerpen.....	18
3.1.3 Toetsen versus ontwerpen	20
3.1.4 Nevenfuncties van waterkeringen	20
3.2 Gedetailleerde restbreedte methode	20
3.2.1 Inleiding	20
3.2.2 Voorwaarden voor toepassing gedetailleerde methode	20
3.2.3 Uitgangspunten gedetailleerde methode.....	20
3.2.4 Stappenplan	22
3.3 Geavanceerde restbreedte methode	26
3.3.1 Inleiding	26
3.3.2 Restbreedte-analyse op basis van de maatgevende glijcirkel.....	26
3.3.3 Optimalisatie van de mate van afschuiving	27
3.4 Effecten op overige faalmechanismen	28
3.5 Effect van afschuiven op aanwezige elementen.....	28
3.5.1 Effecten afschuiven op waterkerende elementen	28
3.5.2 Effecten afschuiven op niet waterkerende objecten.....	29
3.5.3 Effecten afschuiving op infrastructuur	29

4. METHODE BEWEZEN STERKTE (DETERMINISTISCH)	30
4.1 Inleiding	30
4.2 Het rekenprincipe van de methode (correctiefactoraanpak).....	31
4.3 Minimaal benodigde gegevens	32
4.4 Omgaan met onzekerheden over overige gegevens.....	33
4.4.1 Inleiding	33
4.4.2 Systematische en niet-systematische onzekerheden.....	33
4.4.3 Afdekken van onzekerheden.....	34
4.5 Praktische uitwerking van de correctiefactoraanpak	37
4.5.1 Berekening van de stabiliteitsfactor voor de huidige toetsituatie	37
4.5.2 Berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie	37
4.5.3 Toets van de gecorrigeerde stabiliteitsfactor.....	42
4.5.4 Resterende aandachtspunten	42
5. LOCAAL ONDERZOEK.....	43
5.1 Introductie	43
5.2 Schematiseringstappen op hoofdlijnen.....	43
5.3 Opbouw van dijk en ondergrond.....	45
5.4 Schematisering van Waterspanningen.....	51
5.4.1 Freatische waterspanningsrespons.....	51
5.4.2 Waterspanningen in diepere klei- en veenlagen	52
5.4.3 Waterspanningen in de watervoerende zandlaag	52
5.5 Grondparameters.....	53
5.6 Schematisering is iteratief proces.....	54
6. PROBABILISTISCHE STABILITEITSANALYSE.....	55
6.1 Inleiding.....	55
6.2 Opzet van probabilistische stabiliteitsanalyses	56
6.2.1 Analyse voor een 'dwarsdoorsnede' van de dijk.....	56
6.2.2 Lengte-effecten.....	57
6.2.3 Onzekerheid over ondergrondopbouw	58
6.2.4 Toetsen van instabiliteitkans	59
6.3 Invloed van overleefde belasting (bewezen sterkte).....	60
6.3.1 Invloed van één overleefde belastingsituatie.....	60
6.3.2 Invloed van meerdere overleefde belastingsituaties	63
6.3.3 Toetsen van instabiliteitkansen o.b.v. bewezen sterkte analyse	64
REFERENTIES.....	65
SYMBOLENLIJST	67

BIJLAGE 1 VOORBEELD DIJKEN ZWARTE WATER

B1.1	INLEIDING EN PROJECTOMSCHRIJVING	1
B1.2	GEGEVENS GRONDMECHANISCH ONDERZOEK	3
B1.2.1	Inleiding	3
B1.2.2	Grondonderzoek, geologie en grondopbouw	3
B1.2.3	Laboratoriumonderzoek en parameterbepaling	4
B1.2.4	Overige gegevens	5
B1.3	TOETSING EN ONTWERPCONSEQUENTIES GRONDMECHANISCH ONDERZOEK	6
B1.3.1	Inleiding	6
B1.3.2	Macrostabiliteit binnenwaarts	6
B1.3.3	Ontwerpconsequenties en conclusies	9
B1.4	ONDERZOEK ACTUELE STERKTE	11
B1.4.1	Inleiding	11
B1.4.2	Historisch onderzoek	11
B1.4.3	Locaal onderzoek	13
B1.4.4	Ontwerpconsequenties	14
B1.5	CONCLUSIES EN SLOTOPMERKINGEN	16
B1.5.1	Conclusies	16
B1.5.2	Slotopmerkingen	16

BIJLAGE 2 PROBABILISTISCHE STABILITEITSANALYSE

B2.1	INLEIDING	1
B2.2	MODELLERINGSASPECTEN, HANDREIKINGEN VOOR PARAMETERKEUZES	2
B2.2.1	Modellering Schuifsterkte	2
B2.2.1.1	Het model voor ruimtelijke variatie	2
B2.2.1.2	Schuifsterkte in het rekenmodel voor stabiliteitsanalyse	3
B2.2.1.3	Statistische onzekerheid	4
B2.2.2	Water(over)spanningen	5
B2.2.3	Rekenmodelonzekerheden	6
B2.3	VOORBEELDEN	7
B2.3.1	Inleiding	7
B2.3.2	Berekening met MPROSTAB (ondiepe glijcirkelstabiliteit)	9
B2.3.3	Berekening met MPROLIFT (stabiliteit bij in opdrijven achterland)	12
B2.4	INDICATIE 'RANDOM' ONZEKERHEID OVER WATERSPANNINGSRESPONS	15
B2.5	REPETITIE-EFFECT	17

BIJLAGE 3 VOORBEELD TOETSING VESTINGWAL HELLEVOETSLUIS OP BASIS VAN BEWEZEN STERKTE

B3.1	INLEIDING	2
B3.2	BESCHIKBARE INFORMATIE.....	3
B3.3	INVENTARISATIE GEGEVENS.....	4
B3.3.1	Algemeen	4
B3.3.2	Historische buitenwaterstanden	4
B3.3.3	Neerslag	4
B3.3.4	Dwarsprofiel van destijds.....	4
B3.3.5	Waarnemingen over het gedrag destijds onder die extreme belastingen:	5
B3.3.6	Beheerdersoordeel.....	5
B3.4.	AANVULLEND GRONDONDERZOEK.....	6
B3.4.1	Veldonderzoek t.b.v. de ondergrondopbouw.....	6
B3.4.2	Triaxiaalproeven.....	6
B3.4.3	Waterspanningsonderzoek.....	7
B3.5	STABILITEITSANALYSES.....	8
B3.5.1	Modellering waterspanningen.....	8
B3.5.2	Keuze representatieve dwarsprofielen	9
B3.5.3	Resultaten van stabiliteitsanalyses.....	10
B3.5.4	Eisen aan (à posteriori) instabiliteitskans	10
B3.5.5	Evaluatie van berekeningsresultaten.....	12
B3.5.6	Tot besluit	13

BIJLAGE 4 TOELICHTING GEOSTATISTISCHE BEREKENING VAN SONDEERAFSTANDEN

TEN GELEIDE

De Wet op de waterkering schrijft een vijfjaarlijkse toetsing voor, waarin de per dijkkringgebied aanwezige veiligheid tegen overstroming wordt getoetst aan de norm, die in de Wet is vastgelegd.

Bij het uitvoeren van de toets op veiligheid wordt normaal gesproken, uit efficiencyoverwegingen, een 'van grof naar fijn' benadering gevolgd: van eenvoudige toetsing, via gedetailleerde toetsing naar geavanceerde toetsing. Dit houdt in dat wordt gestart met direct voorhanden zijnde of eenvoudig in te winnen informatie en eenvoudige toetsregels. Leidt de toetsing hiermee niet tot een definitief oordeel, dan wordt geprobeerd om alsnog hiertoe te komen door het vergaren van aanvullende informatie en/of het gebruik van een nauwkeuriger beoordelingsmethodiek. Dit houdt in dat de relatief grote veiligheidsmarge, die inherent is aan het gebruik van schaarse informatie en eenvoudige toetsregels, wordt verkleind.

Met het uitbrengen van het rapport *Grondslagen voor waterkeren* in 1998 heeft de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, voorloper van het Expertise Netwerk Waterkeren, een weg ingeslagen om te komen tot een beter samenhangend pakket van leidraden en technische rapporten. In leidraden komt het accent te liggen op het dimensionerings- of beoordelingsproces en de keuzen en criteria voor het ontwerp, beheer, beoordeling en de toe te passen berekeningsmethoden. De berekeningsmethoden en -technieken voor het ontwerpen, beheren en beoordelen van waterkeringen worden opgenomen in technische rapporten.

Dit *Technisch Rapport Actuele Sterkte van Dijken* bevat een viertal methoden voor de invulling van een nauwkeuriger dimensionerings- en toetsmethodiek ten aanzien van de macrostabiliteit binnenwaarts:

1. restbreedteanalyse;
2. methode bewezen sterkte;
3. methode lokaal onderzoek;
4. probabilistische stabiliteitsanalyse.

De *restbreedteanalyse* is te beschouwen als een gedetailleerde toetsmethode. Bij deze methode wordt de stabiliteitsberekening gecombineerd met een geometrische toets ter beantwoording van de vraag of er na een eventuele afschuiving, en hervonden nieuw evenwicht, genoeg dijk blijft staan om de maatgevende waterstand of het Toetspeil veilig te kunnen keren en de dijk dus toch te kunnen goedkeuren. Deze methode is als min of meer kant en klaar toepasbare procedure in dit Technisch Rapport omschreven. De methode zal met name met succes toegepast kunnen worden in geval van overgedimensioneerde dijken waarvan de maatgevende stabiliteitsfactor kleiner is dan vereist. Met 'overgedimensioneerd' wordt hier bedoeld een dijk die hoger en/of breder is dan vereist.

De *methode bewezen sterkte* is een geavanceerde toetsmethode. Deze methode komt erop neer dat de berekende stabiliteitsfactor van een dijk bij de maatgevende hoogwaterstand, opgevaardeerd wordt op grond van het overleefd hebben van een historische hoogwaterstand. Ook deze methode is als een min of meer kant en klaar toepasbare procedure in dit Technisch Rapport omschreven. Daarbij zullen echter wel de nodige aanvullende controles en analyses moeten worden uitgevoerd om mogelijk voor het bewijs ongunstige verschillen tussen de historische situatie en de toetssituatie te inventariseren en af te dekken. De beschreven methode is daardoor nogal behoudend geworden en zal vaak niet opleveren wat er op voorhand van verwacht wordt. Verdere aanscherping is wellicht mogelijk, maar hiervoor is nader onderzoek nodig.

De *methode lokaal onderzoek* is een gedetailleerde toetsmethode. Op basis van lokaal onderzoek kan de schematisering van laagopbouw, schuifsterkte-eigenschappen en waterspanningen mogelijk worden aangescherpt. Dit houdt verband met de relatief grote veiligheidsmarges die in rekening moeten worden gebracht als gebruik wordt gemaakt van regionale en/of geschatte gegevens. Bij de afweging ten aanzien van toepassing van lokaal onderzoek zit hem overigens de crux niet in het uitvoeren van het lokaal onderzoek zelf of het toepassen van de resultaten ervan, maar juist in de afweging vooraf of de verwachte aanscherping van de beoordeling, en de (financiële) winst die dat

oplevert, opweegt tegen de kosten van het lokaal onderzoek. Helemaal nieuw is deze methode overigens niet. Ook in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies komt dit principe aan de orde.

De *probabilistische stabiliteitsanalyse* tenslotte is een geavanceerde toetsmethode. Met deze methode wordt de stabiliteit getoetst aan een kanscriterium in plaats van aan een stabiliteitscriterium. Het voordeel van de probabilistische stabiliteitsanalyse is dat de bijdragen van de verschillende onzekerheidsbronnen aan de totale onzekerheid inzichtelijk en gekwantificeerd kan worden. De verschillende onzekerheden kunnen dan meer op maat worden afgedekt zodat een overmatige cumulatie van veiligheidsmarges wordt voorkomen. De probabilistische stabiliteitsanalyse is meer als conceptuele aanpak gepresenteerd dan als kant en klaar toepasbaar recept.

Zowel het veiligheidsbeleid als de wetenschap en techniek dienaangaande, zijn aan verandering onderhevig. Met zekere regelmaat worden daarom nieuwe leidraden en technische rapporten uitgebracht. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe leidraden ligt vooral in nieuw ontwikkeld veiligheidsbeleid. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe technische rapporten is gelegen in opgedane ervaringen en nieuw ontwikkelde kennis en inzichten. Door eveneens het *Technisch Rapport Actuele Sterkte van Dijken* periodiek bij te werken, zal het voor ontwerpers en beheerders noodzakelijke overzicht van de technische ontwikkelingen op dit gebied zo actueel mogelijk worden gehouden.

Delft, januari 2007

Ir. G. Verwolf
Voorzitter van het Expertise Netwerk Waterkeren

1. INLEIDING

1.1 Aanleiding tot Actuele Sterkte

Van oudsher wordt Nederland vanwege zijn laaggelegen ligging bedreigd door water in veel van zijn verschijningsvormen. Stormen op zee bedreigen de kust en kustverdedigingen en zorgen voor opstuwning op de rivieren. Overvloedige regenval zorgt voor wateroverlast in de laaggelegen gebieden en zorgt na bemaling voor verhoging van de waterstanden en afvoeren in rivieren en kanalen. Hoge afvoeren in het stroomgebied van onze rivieren zorgen tenslotte voor hoge waterstanden op de rivieren. Al deze situaties dragen bij aan de doorbraak- en overstromingsrisico's van de langs de rivieren, meren en kust gelegen waterkeringen.

Om op verantwoorde wijze met deze risico's om te gaan is er regelgeving opgesteld waarmee de genoemde risico's tot een aanvaardbaar niveau worden teruggebracht. In de praktijk betekent dit dat de ontwerpen van deze waterkeringen moeten voldoen aan de door de minister vastgestelde veiligheidsnorm, welke erop neerkomt dat de maatgevende waterstand veilig gekeerd moet kunnen worden. Per dijkkringgebied is de overschrijdingsfrequentie van de maatgevende waterstand vastgelegd in de Wet op de waterkering.

Door middel van een vijfjaarlijkse veiligheidstoetsing moet worden gecontroleerd of de betreffende waterkering aan die normen blijft voldoen. Zowel de (maatgevende) belastingen op de waterkering als de sterkte van de waterkering zijn immers voortdurend aan verandering onderhevig. Denk daarbij aan de effecten van erosie, klimaatverandering en bodemdaling, maar ook aan veranderend gebruik van de waterkering en aan beheer en onderhoud. Daarnaast komt het ook voor dat inzichten in het gedrag van de waterkering veranderen en daarmee de ontwerpregels. Tenslotte kan het zo zijn dat de norm zelf verandert, waardoor de waterkering niet meer beantwoordt aan het gewenste gevoel van verantwoord omgaan met de potentiële risico's.

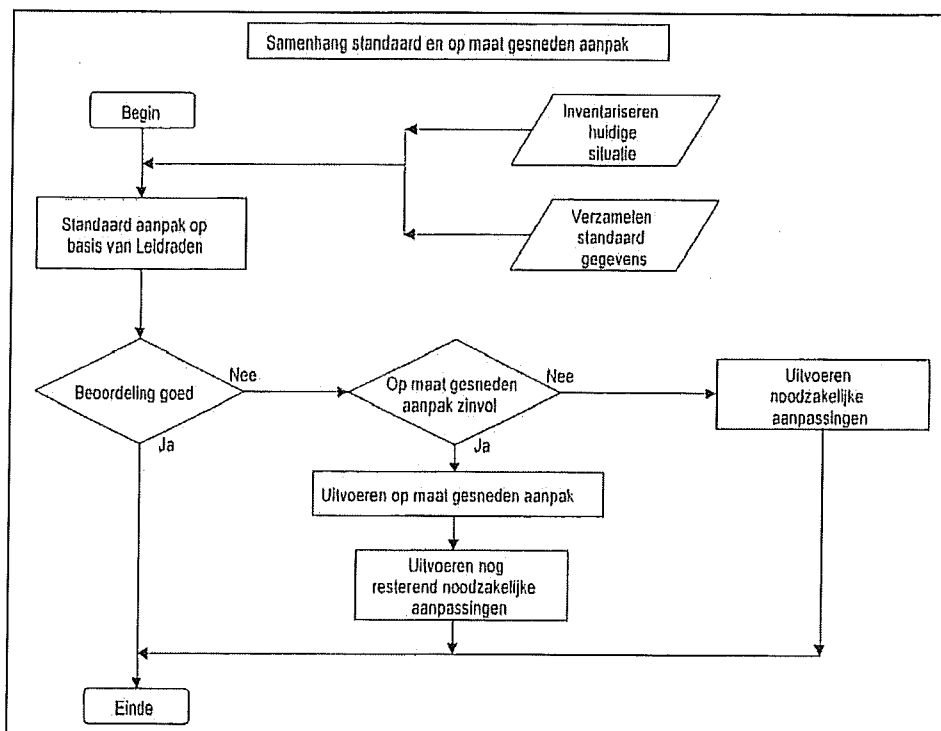
Vanwege al deze continu aan verandering onderhevig zijnde processen is het dus eigenlijk noodzakelijk om voor elk ontwerp en toetsing van langs rivieren gelegen waterkeringen een op maat gesneden aanpak voor te staan. Dit is echter om meerdere redenen een ondoenlijke zaak. Enerzijds zouden de kosten van het waterkeringenbeheer door zo'n aanpak op voorhand aanzienlijk en mogelijk onnodig kunnen stijgen en anderzijds is het, voordat enige kennis van de lokale situatie beschikbaar is, onmogelijk om die op maat gesneden aanpak op voorhand te bedenken. Vandaar dat er in Nederland voor is gekozen om het ontwerp en de toetsing van de langs de rivieren gelegen waterkeringen in eerste instantie door middel van een standaard aanpak te realiseren. Deze standaard aanpak is zodanig ingericht en verwoord in vele Leidraden en Technische Rapporten (zie ook paragraaf 1.5) dat wordt verwacht dat in verreweg de meeste gevallen van ontwerp en toetsing van deze waterkeringen aan de gestelde norm wordt voldaan, of dat aanpassingen binnen een bepaald begrensd verwachtingspatroon zullen liggen.

Als toepassing van de standaard aanpak niet tot het gewenste resultaat leidt, dan kan er voor gekozen worden om binnen het spoor van de standaard aanpak, door middel van omvangrijkere aanpassingen dan aanvankelijk voorzien, alsnog aan de gestelde norm te voldoen. Het is echter in een aantal van die gevallen ook mogelijk om door middel van een meer op maat gesneden aanpak alsnog te trachten de onzekerheden en daarmee de aanpassingen naar een meer aanvaardbaar niveau terug te brengen. De afweging om al dan niet hiertoe over te gaan is veelal gebaseerd op zowel economische als ook maatschappelijke gronden.

In de praktijk van het ontwerpen en toetsen van langs rivieren en meren gelegen waterkeringen, zijn in het laatste decennium van de 20^e eeuw een aantal methoden ontwikkeld, waarmee het voornoemde proces van op maat gesneden aanpak bij beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit van dijken op een meer onderbouwde wijze kan worden uitgevoerd. Deze methoden zijn in de praktijk bekend geworden onder de naam 'Actuele Sterkte'. Actuele Sterkte is in feite niets anders dan een verzamelnaam voor een aantal methoden waarmee, in die gevallen waarin de standaard aanpak om wat voor reden dan ook niet tot de gewenste of verwachte resultaten leidt, tot een meer op maat

gesneden aanpak of optimalisatie te komen. Bij al deze methoden wordt getracht de onzekerheden over de werkelijke sterkte te verkleinen en daarmee het inzicht in de werkelijke sterkte te vergroten. Uitdrukkelijk zij vermeld dat hierbij op geen enkele wijze aan de bestaande norm wordt getornd. Slechts de gemaakte keuzes in de standaard aanpak worden vanuit een onzekerheidsoogpunt nogmaals tegen het licht gehouden.

Hoe deze standaard aanpak en de meer op maat gesneden aanpak in algemene zin samenhangen is in figuur 1.1 weergegeven.



Figuur 1.1: Samenhang standaard aanpak en op maat gesneden aanpak.

In dit Technisch Rapport worden vier op maat gesneden aanpakken behandeld te weten 'restbreedte', 'bewezen sterkte', 'locaal onderzoek' en 'probabilistische analyse'.

1.2 Geschiedenis

Het ontstaan van Actuele Sterkte gaat terug tot 1991. In die periode werd conform de geldende aanpak uit de 'Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 - benedenrivierengebied' [1] een traditioneel grondmechanisch onderzoek uitgevoerd naar de toestand van de Lekdijk-West nabij Bergambacht. De resultaten van dat onderzoek waren van dien aard dat grootschalige aanpassing van de primaire waterkering zou moeten worden uitgevoerd om aan de gestelde normen te voldoen. Naar aanleiding hiervan en naar aanleiding van de constatering dat de betreffende waterkering een relatief hoge waterstand zonder kleerscheuren had doorstaan, is onderzocht of er nog mogelijkheden aanwezig waren om de geconstateerde onzekerheden te verkleinen.

Als resultaat van dit onderzoek is in 1992 het onderzoeksplan 'Locale sterkteparameters, gefaseerde methode' ingediend bij Werkgroep B van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW-B). Kern van dit plan was onderzoek naar en uitwerking van optimalisatiemethoden aan de hand van een pilot project (waarvoor de eerder genoemde Lekdijk-West nabij Bergambacht werd gekozen). In 1996 heeft dit uiteindelijk geresulteerd in het door TAW uitgegeven 'Onderzoeksrapport voor de bepaling van de Actuele Sterkte van rivierdijken' [2]. In dit onderzoeksrapport zijn methoden

beschreven om de werkelijk aanwezige sterkte van een dijk beter te benaderen. De beschreven methoden hebben betrekking op:

1. verhogen van de berekende stabiliteitsfactor op grond van voorkennis omtrent de aantoonbaar opgetreden hoogste historische waterstand welke veilig is gekeerd ('bewezen sterkte');
2. voorspelling vooraf van de mogelijke winst die behaald kan worden met laboratoriumproeven op lokaal gestoken monsters ('locaal onderzoek').

In dit Technisch Rapport komen zowel de methode 'locaal onderzoek' als de methode 'bewezen sterkte' aan bod. Hierbij wordt opgemerkt dat de methode 'locaal onderzoek' ook al, zij het summier, in het 'Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies' [3] aan bod komt.

Eerste grootschalige toepassingen van de methode 'bewezen sterkte' hebben vanaf 1998 plaatsgevonden. Te noemen zijn hierbij de Dijkverbetering Achter Ramspol onder verantwoordelijkheid van het Waterschap Groot Salland en de Dijkverbetering Medemblik-Enkhuizen onder verantwoordelijkheid van het Hoogheemraadschap van Uitwaterende Sluizen in Hollands Noorderkwartier. Voorts moet worden genoemd de studie 'Markermeer II' [4], waarin een schatting is gemaakt van de verbeteringskosten van voormalige Zuiderzeedijken in geval het Markermeer als buitenwater wordt aangemerkt. Hierbij is aangenomen dat een aantal dijken niet versterkt hoeft te worden omdat ze in het verleden hoge waterstanden onder stormcondities hebben weerstaan.

Reden voor deze relatief grote tijdspanne om tot toepassing te komen moet worden gezocht in de noodzaak om draagvlak en vertrouwen te krijgen in een aanpak die afwijkt van het traditionele. Zoals eerder in de inleiding genoemd gaat het er bij de toetsing en aanpassing van waterkeringen ook om dat het gevoel ten aanzien van de potentiële risico's goed zit. Men moet vertrouwen hebben dat de waterkering ook daadwerkelijk zijn beschermende functie zal uitoefenen als het er echt op aan komt. Bij afwijkingen van het traditionele spoor zal ondanks alle theoretische onderbouwingen ook de praktische ervaring een kans moeten krijgen om de belanghebbenden en betrokkenen te overtuigen.

1.3 Relatie met veiligheidsfilosofie en andere projecten

De huidige veiligheidsfilosofie is gebaseerd op een overbelastingbenadering per dijkvak en een beschouwing van afzonderlijke dwarsprofielen. In Leidraden en Technische Rapporten worden werkwijzen en methoden aangereikt om waterkeringen te ontwerpen die voldoen aan de gestelde norm en om te beoordelen of bestaande waterkeringen aan de gestelde norm voldoen.

De veiligheidsnorm voor waterkeringen is bij wet vastgesteld in de Wet op de waterkering [5]. Die veiligheidsnorm wordt niet aangetast door gebruik te maken van methoden uit dit Technisch Rapport. Dit rapport biedt uitsluitend enkele aanvullende methoden, boven op de bestaande 'traditionele' methoden, om aan te tonen dat aan de gestelde veiligheidsnorm wordt voldaan. Basis van deze methoden is het verkleinen dan wel expliciet beschouwen en op maat afdekken van aanwezige onzekerheden in de beoordeling van de sterkte van een dijk. Deze beoordeling kan daarmee mogelijk worden aangescherpt.

De genoemde onzekerheden zitten met name in de schematisering van de ondergrond, de waterspanningen en in de parameterbepaling, maar daarnaast ook in de schematiseringen in de diverse rekenmodellen voor de te controleren faalmechanismen. Uitgekiend grondonderzoek en een preciezer beschouwing van de beschikbare gegevens kunnen bijdragen aan een reductie van onzekerheden dan wel het op een evenwichtige wijze afdekken daarvan.

Aangezien Actuele Sterkte over zekerheden en onzekerheden gaat is een relatie met probabilisme voor de hand liggend. In hoofdstuk 6 alsmede in bijlage 2 van dit technisch rapport wordt nader ingegaan op probabilistische technieken om aanwezige onzekerheden op een meer expliciete manier in de beoordeling te betrekken, om zo tot een mogelijk scherpere beoordeling van de actuele sterkte van een dijk te komen dan haalbaar is met de traditionele methoden.

Ook indien het pad van 'bewezen sterkte' gevolgd wordt moet niet worden vergeten dat de historische informatie geen absolute grootheid is, maar slechts bekend is met een zekere mate van zekerheid. De

zekerheden en onzekerheden omtrent de historische informatie moet meegewogen worden bij het gebruik van deze informatie. In dit Technisch Rapport wordt een eerste aanzet gegeven om waarde toe te kennen aan historische informatie.

1.4 Toekomst

In de huidige veiligheidsfilosofie moet aangetoond worden dat ieder dwarsprofiel van een dijk een waterstand met een bepaalde (norm)kans op overschrijding veilig kan keren. De vergelijking van de sterkte van de dijk met de belasting bij 'normomstandigheden' vormt de kern van de veiligheidsbeschouwing.

De ontwikkeling is ingezet naar een overstromingskansbenadering, waarbij moet worden aangetoond dat de kans op overstromen van een door waterkeringen beschermd gebied een bepaalde waarde niet overschrijft. De sterkte van het beschouwde stuk dijk is dan nog slechts één aspect in de totale veiligheid tegen overstromen van het beschermde gebied. In de toekomst zal de overstromingskansbenadering verder ontwikkeld worden naar een overstromingsrisicobenadering, waarbij risico gelijk is aan het product van overstromingskans en de gevolgen van een eventuele overstroming.

De beoordelingsmethoden die in dit Technisch Rapport zijn beschreven blijven ook bij genoemde voorziene toekomstige ontwikkelingen toepasbaar.

1.5 Samenhang met andere (TAW-)publicaties

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), thans opgevolgd door het Expertise Netwerk Waterkeren (ENW) en het Ministerie van Verkeer en Waterstaat geven een samenhangend geheel aan publicaties uit. In het productenpakket worden de volgende typen producten onderscheiden:

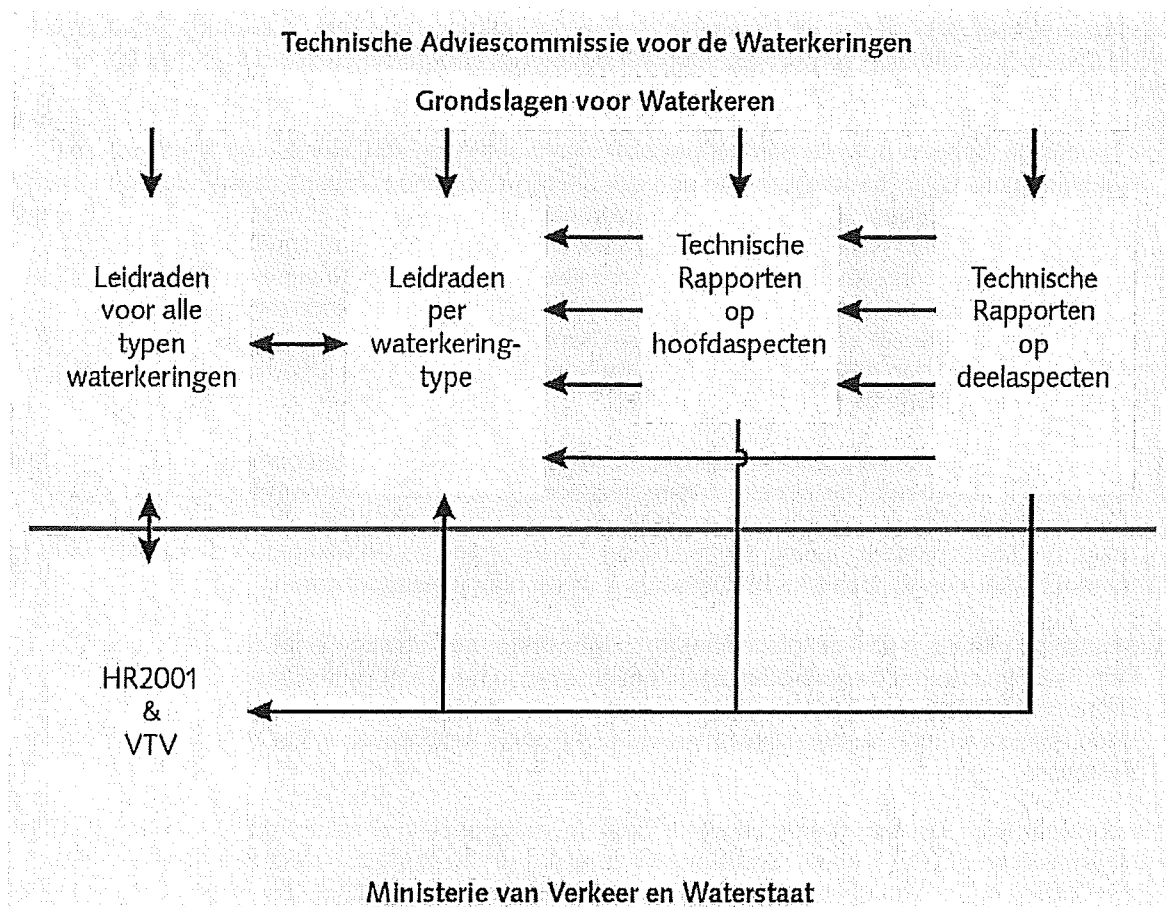
1. Grondslagen voor waterkeren: beschrijft het algemeen, wettelijk en maatschappelijk kader voor alle typen waterkeringen.
- 2a. Rapporten met betrekking tot het toetsen op veiligheid voor alle typen waterkeringen:
 - Voorschrift Toetsen op Veiligheid: beschrijft de toetsmethode en toetsregels voor alle typen waterkeringen
 - Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen
- 2b. Leidraden per type waterkering, waarin per waterkeringstype de algemene kaders en regels, zoals beschreven in Grondslagen voor waterkeren, worden uitgewerkt en gespecificeerd. Voorbeelden hiervan zijn:
 - Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken (deel I en deel II)
 - Leidraad Zee- en Meerdijken
 - Leidraad Zandige Kust
 - Leidraad Kunstwerken
- 3a. Technische Rapporten, die verschillende hoofdaspecten van de waterkering behandelen. Zij vormen het intermediair tussen de Leidraden en de verschillende afzonderlijke Technische Rapporten die ingaan op deelaspecten (3b). Voorbeelden van dergelijke rapporten zijn:
 - TR Golfoploop en Golfoverslag bij dijken
 - TR Waterkerende Grondconstructies
- 3b. Technische Rapporten, die ingaan op deelaspecten van waterkeringen, zoals bijvoorbeeld:
 - TR Zandmeevoerende Wellen
 - TR Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding
 - TR Asfalt voor Waterkeren
4. Onderzoeksrapporten, waarin uitgevoerd onderzoek en de onderzoeksresultaten worden gerapporteerd. In deze rapporten worden geen normen of werkwijzen voorgeschreven en deze rapporten hebben dan ook geen andere status dan informatie verstrekken betreffende uitgevoerd onderzoek.

De samenhang tussen de verschillende TAW-publicaties en V&W-publicaties is schematisch weergegeven in figuur 1.2.

Het 'Voorschrift Toetsen op Veiligheid' [6], afgekort VTV, vormt samen met de 'Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen' [7] het huidige primaire instrumentarium voor het uitvoeren van de toetsing. Beiden zijn uitgebracht door het ministerie van Verkeer en Waterstaat en vastgesteld door de staatssecretaris van Verkeer en Waterstaat. Het VTV is afgestemd op de vigerende TAW-ontwerpleidraden en bevat in aanvulling daarop afkeurcriteria en interventieniveau's. Slechts in uitzonderingsgevallen wordt nieuwe kennis via het VTV operationeel gemaakt.

In de Leidraden per waterkeringstype ligt het accent op het dimensioneringsproces en de keuzen en criteria voor het ontwerp, het beheer en voor de toe te passen berekeningsmethoden. De Technische Rapporten bevatten de berekeningsmethoden en -technieken voor het ontwerpen en beheren van waterkeringen. De in de Leidraden en Technische Rapporten beschreven werkwijzen en methodieken hebben de instemming van de TAW en kunnen zonder meer worden toegepast bij de dimensionering, beoordeling van de veiligheid en beheer en onderhoud van waterkeringen.

Zowel het veiligheidsbeleid als de wetenschap en techniek dienaangaande zijn aan verandering onderhevig. Met een zekere regelmaat zullen daarom nieuwe publicaties worden uitgebracht. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe Leidraden zal dan vooral liggen in nieuw ontwikkeld veiligheidsbeleid. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe Technische Rapporten zal daarnaast ook voor een belangrijk deel gelegen zijn in nieuw ontwikkelde wetenschappelijke en technische kennis. De in de Onderzoeksrapporten beschreven onderzoeken en resultaten zijn uitsluitend ter informatie. De opgedane kennis kan op termijn (na gebleken geschiktheid) verwerkt worden in Leidraden en Technische Rapporten. Tot dan dient zorgvuldig te worden omgegaan met de resultaten uit de onderzoeksrapporten en valt het gebruik ervan volledig onder de verantwoordelijkheid van de gebruiker.



Figuur 1.2: Onderlinge samenhang TAW-publicaties

In 1996 is het 'Onderzoeksrapport voor de bepaling van de Actuele Sterkte van Rivierdijken' uitgebracht. In dit Onderzoeksrapport zijn methodieken gepresenteerd om de werkelijke sterkte van dijken beter in te kunnen schatten dan mogelijk is op grond van meer traditionele methodieken, zoals beschreven in de Leidraden en Technische Rapporten. Dit Technisch Rapport Actuele Sterkte is een vervolg op het voornoemde Onderzoeksrapport. De in dit Technisch Rapport beschreven methodieken kunnen zonder meer worden toegepast bij de beoordeling van de veiligheid van dijken. In de zin van de samenhang in de TAW-publicaties is dit Technisch Rapport voor wat betreft het deelaspect Actuele Sterkte (en hoofdzakelijk ook nog eens voor wat betreft het mechanisme Macrostabilliteit) een verdieping ten aanzien van zowel het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies als van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid. In het Voorschrift hebben de hier onderscheiden methoden binnen Actuele Sterkte ('restbreedte', 'bewezen sterkte', 'locaal onderzoek' en 'probabilistische analyse') allen hun plaats gekregen binnen de daar onderscheiden gedetailleerde en geavanceerde methoden.

1.6 Doelgroep en toepassingsgebied

Het Technisch Rapport Actuele Sterkte is bestemd voor iedereen die beroepsmatig met waterkeren bezig is en dient als hulpmiddel bij het volgen of begeleiden van het technisch ontwerp en het beoordelen van de veiligheid van dijken, in het bijzonder op het aspect binnenwaartse macrostabilliteit tijdens hoogwatersituaties. Met name voor dijkbeheerders is het van belang kennis te nemen van de in dit Technisch Rapport beschreven methodes en wat deze mogelijk voor hen kunnen betekenen. Voor geotechnisch adviseurs is het niet alleen van belang kennis te nemen van het bestaan van de in dit Technisch Rapport genoemde methodes maar is het primair ook van belang om de methodes toe te kunnen passen.

Uitgangspunt voor gebruik van dit Technisch Rapport is dat daar waar een traditionele beschouwing van de sterkte van een dijk (vooral nog voor wat betreft het beoordelingsaspect Macrostabilliteit Binnenwaarts) volgens andere Leidraden en Technische Rapporten tot een ongewenst of onacceptabel resultaat leidt, een nauwkeuriger inschatting van de werkelijke sterkte zoals beschreven in dit Technisch Rapport Actuele Sterkte mogelijk uitkomst bieden kan. Hierbij valt te denken aan:

- Het alsnog als 'veilig' beoordelen van een dijk die bij beoordeling volgens de standaard aanpak het predikaat 'geen oordeel' gekregen heeft. Bijvoorbeeld bij een dijk die in het verleden een belasting weerstaan heeft die vergelijkbaar is met de belasting bij maatgevende omstandigheden.
- Het reduceren van het ruimtebeslag van een ontwerp of reconstructie van een dijk ten opzichte van het benodigde ruimtebeslag bij een beschouwing volgens de standaard aanpak.
- Het reduceren of teniet doen van ongewenste aantasting van LNC-waarden bij een ontwerp of reconstructie van een dijk ten opzichte van de negatieve effecten op LNC-waarden bij een beschouwing volgens de standaard aanpak.

Dit Technisch Rapport heeft hoofdzakelijk betrekking op de macrostabilliteit binnenwaarts. De gedachte dat uitgekend onderzoek of historische informatie gebruikt kan worden om onzekerheden in de veiligheidsbeschouwing te verkleinen is mogelijk ook toepasbaar op andere aspecten, zoals macrostabilliteit buitenwaarts, piping, bekleding en kunstwerken. De ontwikkelde kennis hierover is op dit moment echter nog vrij beperkt. In hoofdstuk 2 wordt hierop teruggekomen.

De toepassing van de in dit Technisch Rapport uitgewerkte methodieken vindt zijn grondslag in:

- Optimalisatie van het dwarsprofiel, zoals beschreven in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.
- Beoordeling van de macrostabilliteit binnenwaarts, zoals beschreven in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid.

In de adviespraktijk van waterkeringen wordt vaak de vraag gesteld of een bepaalde methode bedoeld is voor ontwerpen of voor toetsen. Zoals in paragraaf 1.1 reeds gemeld draait het in het geval van Actuele Sterkte om het reduceren van onzekerheden dan wel het op een evenwichtige wijze afdekken daarvan. Aangezien deze onzekerheden zowel bij het ontwerpen als bij het toetsen een rol spelen zijn de principes waarop de in dit Technisch Rapport beschreven methoden zijn gebaseerd bruikbaar voor beiden. Daar waar verschillen tussen ontwerpen en toetsen wel een rol spelen zal dat in dit rapport expliciet worden vermeld.

Het Technisch Rapport is bedoeld voor alle waterkerende grondconstructies. Hierbij moet echter bedacht worden dat veiligheidsfilosofie, veiligheidsniveau en hydraulische randvoorwaarden kunnen afwijken per waterkering.

1.7 Leeswijzer en totstandkoming van dit Technisch Rapport

In hoofdstuk 2 van dit Technisch Rapport worden in kwalitatieve zin de algemene achtergronden van Actuele Sterkte beschreven. In het bijzonder in paragraaf 2.3 wordt een overzicht gegeven van de kansrijkheid in bepaalde situaties van de in dit Technisch Rapport onderscheiden methoden die worden begrepen onder Actuele Sterkte. In hoofdstuk 3 wordt nader ingegaan op de beoordelingsmethode restbreedte bij overhoogte. In hoofdstuk 4 op bewezen sterkte (deterministische aanpak), in hoofdstuk 5 op lokaal onderzoek en in hoofdstuk 6 op de probabilistische stabiliteitsanalyse. In de bijlage 1 is een uitgewerkt voorbeeld uit de adviespraktijk beschreven van toepassing van de bewezen sterkte methode volgens de deterministische aanpak, alsmede de methode lokaal onderzoek. In bijlage 2 worden achtergronden bij de probabilistische stabiliteitsanalyse beschreven, waarbij ook enkele illustratieve voorbeelden zijn gegeven. In bijlage 3 is een voorbeeld uit de adviespraktijk beschreven van toepassing van de bewezen sterkte methode volgens een probabilistische aanpak.

Dit Technisch Rapport is opgesteld in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van Rijkswaterstaat onder auspiciën van de werkgroep Techniek van de Technische Adviescommissie

voor de Waterkeringen (TAW), later ENW, door Fugro Ingenieursbureau B.V. te Nieuwegein in samenwerking met Grontmij Advies en Techniek B.V. te Roermond en GeoDelft te Delft.

De samenstelling van de projectgroep was als volgt:

- P.J.L. Blommaart (Rijkswaterstaat, DWW, auteur en projectbegeleider)
- E.O.F. Calle (GeoDelft, auteur)
- J.R. Deutekom (Grontmij Advies & Techniek B.V., auteur)
- M.T. van der Meer (Fugro Ingenieursbureau B.V., auteur)
- J.D. Stoop (Fugro Ingenieursbureau B.V., auteur en redacteur)

Voor het becommentariëren van de rapportage is de projectgroep bijgestaan door een reviewgroep welke heeft bestaan uit de volgende leden:

- J.E.J. Blinde (GeoDelft)
- H.L. Fontijn (TU Delft)
- C.D. Hartog (Waterschap Groot Salland)
- H. van Hemert (DHV)
- B.A.N. Koehorst (Rijkswaterstaat, DWW)
- J.J. Kuipers (Grontmij Advies & Techniek B.V.)
- S.E. van Manen (Rijkswaterstaat, Bouwdienst)
- J.W. van der Meer (Infram B.V.)
- M.W.C. Nieuwjaar (Provincie Flevoland)
- H.A. Schelfhout (Provincie Zuid-Holland)
- D. van Schie (Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard, voorheen Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard)
- R.A. Joosten (Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier)

2. KWALITATIEVE BESCHRIJVING ACTUELE STERKTE

2.1 Inleiding

Bij het toetsen en ontwerpen van waterkeringen (rivier- en meerdijken) wordt in een aantal gevallen geconstateerd dat op grond van stabiliteitsberekeningen de stabiliteit van de waterkering zelfs onder dagelijkse omstandigheden onder de maat is, terwijl de waterkering er relatief ongeschonden bijligt. Ook tijdens de hoogwaters van 1993 en 1995 is gebleken dat de macrostabiliteit van een aantal nog te verbeteren waterkeringen volgens de berekeningen ruim onvoldoende was. Zoals bekend hebben deze waterkeringen het hoogwater zonder grote schade kunnen keren. Daarnaast zijn bijvoorbeeld door de afsluiting van de Zuiderzee de hydraulische belastingen op de voormalige Zuiderzeedijken verminderd, met als gevolg dat deze dijken, hoewel ze niet overal voldoen aan de stabiliteitseis, door hun ruime profiel gevoelsmatig wel voldoende veiligheid bieden.

Deze observaties geven aanleiding te veronderstellen dat de in rekening gebrachte veiligheidsmarges in verband met onzekerheden in de ontwerputgangspunten in een aantal gevallen mogelijk wel erg groot zijn geweest.

De ontwikkeling van Actuele Sterkte is gericht op het verkrijgen van een verbeterd inzicht in de werkelijk aanwezige sterkte, ofwel actuele sterkte, van waterkering en ondergrond. Dit technisch rapport biedt naast de algemeen geaccepteerde traditionele of standaard aanpak conform de Leidraden en Technische Rapporten een aantal methoden, waarmee in voorkomende gevallen een toetsing of ontwerp geoptimaliseerd kan worden.

2.2 Algemene beschrijving Actuele Sterkte

Actuele Sterkte omvat momenteel vier in meer of mindere mate samenhangende beoordelingsmethoden voor het aspect binnenwaartse macrostabiliteit. Deze vier methoden zijn achtereenvolgens:

1. Restbreedte
Overgedimensioneerde dijken, die gekenmerkt worden door overbreedte en/of overhoogte, kunnen na een eerste afschuiving van het binnentalud over voldoende restprofiel beschikken om ook na secundaire afschuivingen hoge waterstanden (Toetspeil of MHW) veilig te kunnen keren.
2. Bewezen sterkte (deterministisch)
De berekende stabiliteitsfactor wordt gecorrigeerd op grond van voorkennis omtrent het gedrag van de dijk bij in het verleden aantoonbaar opgetreden hoge waterstanden. De methode gaat er vanuit dat de schijnbare tegenstelling tussen overleven van een historisch hoogwater en een voor die situatie berekende stabiliteitsfactor met een waarde kleiner dan 1,0 geheel te wijten is aan een te conservatieve inschatting van de schuifsterkte eigenschappen.
3. Probabilistische stabiliteitsanalyse
Door middel van de probabilistische stabiliteitsanalyse kunnen aanwezige onzekerheden geheel of gedeeltelijk expliciet worden meegenomen in de beoordeling van de stabiliteit. Beoordeling van de stabiliteit op basis van een probabilistische analyse komt neer op het vaststellen van een instabiliteitskans in plaats van een stabiliteitsfactor. Door middel van Bayesian Updating van de instabiliteitskans kan ook bewezen sterkte in de probabilistische analyse worden meegenomen.
4. Lokaal Onderzoek
Voorspelling vooraf van de mogelijke winst die behaald kan worden met laboratoriumproeven op lokaal gestoken monsters. Weliswaar bieden de bestaande leidraden en technische rapporten reeds de mogelijkheid lokaal onderzoek uit te voeren, maar wordt geen indicatie gegeven van de kans dat dit lokale onderzoek ook werkelijk resulteert in hogere sterkteparameters of gunstigere ontwerputgangspunten.

De beschreven methoden sluiten aan bij de bestaande veiligheidsbeschouwingen zoals verwoord in de huidige Leidraden en Technische Rapporten, en maken gebruik van de geboden ruimte aangaande de modellering van de ruimtelijke verdeling van waterspanningen en (schuif)sterkte. Er wordt niet getornd aan de bestaande veiligheidsnorm.

De methoden hebben gemeen dat onzekerheden, die bij toepassing van de huidige ontwerprichtlijnen door middel van veilige, conservatieve inschattingen moeten worden afgedekt, nader worden onderzocht en onder bepaalde voorwaarden kunnen worden verkleind. Bij toetsing van bestaande waterkeringen kan dit leiden tot de conclusie dat de stabiliteit van de waterkering toch voldoet of beter is dan oorspronkelijk bepaald. Bij een verbetering van de waterkering wordt een gereduceerd verbeteringsontwerp gevonden. In beide gevallen kan toepassing van Actuele Sterkte een aanzienlijke besparing in de kosten opleveren.

Op de toepassing van Actuele Sterkte voor andere faalmechanismen dan binnenwaartse macro-stabiliteit wordt in paragraaf 2.5 ingegaan.

2.3 Toepassingsgebied

2.3.1 Toetsen en ontwerpen

De methoden binnen Actuele Sterkte kunnen in zijn algemeenheid gebruikt worden voor zowel toetsen op veiligheid als voor het ontwerpen van dijkverbeteringen. De waterkeringseisen zijn identiek. Niettemin zijn er echter ook aanzienlijke verschillen tussen beide invalshoeken. Scherp toetsen is er immers op gericht verbeteringsmaatregelen zo lang mogelijk uit te stellen. Wanneer dan uiteindelijk toch echt een verbeteringsmaatregel ontworpen moet worden ligt het niet voor de hand dit op voorhand zo uitgekend mogelijk te doen. Met een wat meer robuust ontwerp wordt immers voorkomen dat de waterkering in geval van een 'tegenvaller' meteen weer door het vereiste veiligheidsniveau heen zakt en daardoor veel sneller dan voorzien weer op de schop moet. Een belangrijk onderscheid tussen toetsen en ontwerpen is voorts dat bij ontwerpen wordt uitgegaan van een planperiode van 30 tot 50 jaar. Toetsen gebeurt iedere 5 jaar. Dit resulteert in andere waterstanden, respectievelijk ontwerppeil en toetspeil.

2.3.2 Effectiviteit methoden

In situaties waarin de methode bewezen sterkte een optie is, zal een restbreedte methode dit vaak ook zijn. Beide methoden dekken min of meer dezelfde situaties af omdat ze vooral betrekking hebben op dijken die in het verleden op waterstanden boven het huidige Toetspeil of MHW zijn berekend.

Het aantonen van voldoende stabiliteit op grond van het overleven van een historisch hoogwater hangt sterk af van beschikbaarheid en betrouwbaarheid van informatie. Dit betreft in de eerste plaats het verloop van het historisch hoogwater. Hoe hoger deze boven het huidige toetspeil uitkomt en hoe langer deze heeft geduurd, hoe gunstiger voor het bewijs (het waterstandsverloop bij Toetspeil of MHW moet bij voorkeur geheel binnen het waterstandsverloop in de historische situatie vallen). Daarnaast is ook informatie aangaande mogelijke veranderingen aan de dijk zelf en het invloedsgebied daarvan in de periode sinds het historisch hoogwater van belang. Veranderingen die een mogelijk ongunstig effect hebben op de stabiliteit kunnen zeer ongunstig zijn voor het bewijs. Er moet dan immers worden aangetoond dat deze ongunstige effecten in voldoende mate worden gecompenseerd door gunstige effecten zoals bijvoorbeeld de overhoogte van de historische piekwaterstand boven de Toetspeil of MHW. Bij veranderingen met een mogelijk ongunstig effect op de stabiliteit kan worden gedacht aan bijvoorbeeld binnendijkse bodemdaling, waardoor de kerende hoogte van de dijk is toegenomen, of bijvoorbeeld mogelijke veranderingen in het voorland, waardoor de respons van waterspanningen onder de dijk en het achterland op de buitenwaterstand groter is geworden.

Zoals aangegeven hebben dijken waarvoor beoordeling op basis van bewezen sterkte een optie is vaak een aanzienlijke overhoogte en daarmee vaak ook een aanzienlijke overmaat aan breedte op het niveau van de vereiste kerende hoogte. Daarmee hebben ze vaak een zeer 'robuust' profiel ondanks de wat te lage stabiliteitsfactor. Naar verwachting zal het op een realistische manier in rekening

brengen van de veiligheid die deze overmaat breedte in zich bergt, met behulp van de methode restbreedte, in veel gevallen een al zeer effectieve methode blijken te zijn.

De methode lokaal onderzoek kan met name effectief blijken in geval de relatief grote veiligheidsmarges in de schematisering van de toets situatie, hetgeen samenhangt met een beperkte omvang of betrouwbaarheid van basisgegevens, vermoedelijk aanzienlijk verkleind kunnen worden door lokaal aanvullend onderzoek te doen.

Het gebruik van probabilistische rekenmethoden vergt, ten opzichte van het gebruik van deterministische rekenmethoden, kennis van probabilistische rekenaanpakken en deskundigheid met betrekking tot het kiezen van specifieke statistische invoerparameters. Een adviseur die deze modellen wil gebruiken doet er dus goed aan zich terdege in deze materie te verdiepen. Dat geldt uiteraard ook voor het toepassen van de 'deterministische' rekenmodellen voor bewezen sterkte, met name waar het gaat over 'hoe om te gaan met onzekerheden'. Kernvraag is welke onzekerheden geëlimineerd of gereduceerd worden door het extra gegeven dat een bepaalde belastingsituatie overleefd is en welke niet. Heeft een adviseur daar inzicht in dan is de stap naar probabilistisch rekenen minder groot dan vaak wordt verondersteld. De kern van probabilistisch rekenen is immers het gestructureerd en kwantitatief omgaan met onzekerheden.

Juist dit laatste maakt een gecombineerde toepassing van de methode probabilistisch rekenen met de methode bewezen sterkte kansrijk wanneer aangetoond moet worden dat 'meevallers' in de vergelijking tussen de historische situatie en de toets situatie meer dan gecompenseerd worden door in de praktijk vrijwel ook altijd voorkomende 'tegenvallers' in die vergelijking. Bij dit laatste moet worden gedacht aan bijvoorbeeld de maaiveld daling waardoor de kerende hoogte van een dijk in de loop der tijd onvermijdelijk toeneemt.

Meer algemeen wordt in dit verband opgemerkt dat er geen bezwaar is om de verschillende methoden op een slimme manier te combineren.

In de navolgende hoofdstukken zal specifiek op effectiviteit van de hier onderscheiden methoden worden ingegaan.

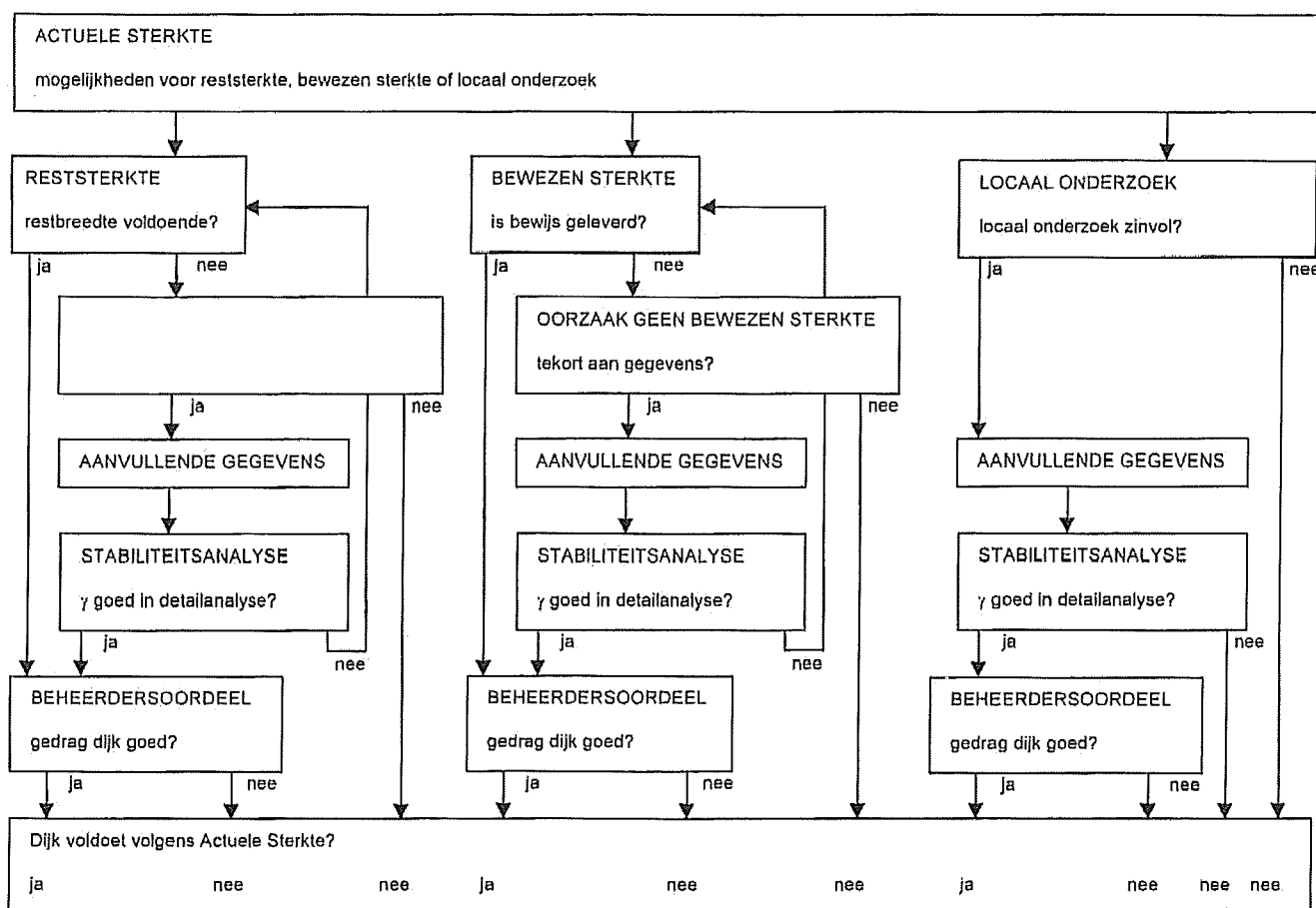
2.4 Stroomschema binnenwaartse macrostabiliteit

De inpassing van Actuele Sterkte in het proces van toetsen van waterkeringen kan in een stroomschema worden samengevat (zie figuur 2.1). Binnen de stap 'Actuele Sterkte' worden de methoden 'restbreedte', 'bewezen sterkte', 'locaal onderzoek' en 'probabilistische analyse' onderscheiden. Het stroomschema is in principe voor de toetsing opgesteld, maar kan ook voor het ontwerp van dijkverbeteringen worden gevolgd.

Merk op dat de probabilistische analyse niet in het stroomschema als aparte methode naast de andere methoden opgenomen. Reden daarvoor is dat probabilistische analyse ter beoordeling van de taludstabiliteit niet eenduidig in een stroomschema te vangen is. Het is eigenlijk meer een beoordelingstechniek dan een zelfstandige beoordelingsmethode. Probabilistische rekentechnieken kunnen een kleiner of groter onderdeel uitmaken van de verschillende onderscheiden beoordelingsmethoden. Daarnaast kent de probabilistische analyse een anders geformuleerd beoordelingscriterium, namelijk een faalkans in plaats van een stabiliteitsfactor.

In het Voorschrift Toetsen op Veiligheid zijn de methoden 'reststerkte' en 'locaal onderzoek' beschouwd als gedetailleerde methoden. De beide andere methoden die hier zijn begrepen onder Actuele Sterkte, 'bewezen sterkte' alsmede de methode 'probabilistisch onderzoek' zijn in het Voorschrift expliciet genoemd als geavanceerde methoden.

Het stroomschema in figuur 2.1 kan derhalve beschouwd worden als een gedeeltelijke nadere invulling van de stappen 3 (gedetailleerde toetsing) en 4 (geavanceerde toetsing) uit het beoordelingsschema voor dijken en dammen in de VTV.



Figuur 2.1: Stroomschema Actuele Sterkte binnenwaartse macrostabiliteit

Toelichting bij het stroomschema:

ACTUELE STERKTE

In deze stap wordt bekeken en ingeschat of het mogelijk is, nadat beoordeling volgens de 'standaard' aanpak geen voldoende resultaat heeft opgeleverd, om met één of meer van de methoden die worden begrepen onder 'Actuele Sterkte' een beter beoordelingsresultaat te krijgen.

RESTBREEDTEANALYSE (RESTSTERKTE)

Indien het dijkprofiel relatief breed is kan mogelijk gebruik worden gemaakt van de zoneringsregel uit de Handreiking Constructief Ontwerpen [8] (differentiatie van de schadefactor afhankelijk van de ligging van het intredepunt van het glijvlak). De bestaande zoneringsregel valt nog onder de 'standaard' aanpak. Omdat de zoneringsregel uitgaat van de werkelijke kruinhoogte en niet van de vereiste kruinhoogte behorende bij een nog juist toelaatbaar overslagdebiet, bergt deze nog een zekere veiligheid in zich in geval van dijken met overhoogte. Met name in het geval dat de werkelijk aanwezige kruinhoogte van de dijk beduidend hoger is dan de vereiste kerende hoogte kan dus nog winst worden behaald indien wordt uitgegaan van zoneringsregel op basis van vereiste hoogte. Deze aangescherpte analyse van de restbreedte van dijken met overhoogte maakt deel uit van de methode Actuele Sterkte. Indien het stabiliteitsoordeel op basis van restbreedte niet voldoende is, en dit terug te voeren lijkt op onzekerheden die veroorzaakt worden door een tekort aan gegevens, kan gekozen worden voor aanvulling van gegevens. Met de aanvullende gegevens wordt vervolgens eerst een 'normale' stabiliteitsanalyse uitgevoerd. Indien daarmee een voldoende resultaat kan worden behaald is dit de

kortste weg. Indien dit niet het gewenste resultaat oplevert kan opnieuw een restbreedteanalyse worden uitgevoerd.

Als wordt voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor dient te worden nagegaan of dit theoretisch oordeel strookt met het praktijkgedrag (beheerdersoordeel). Is het gedrag in overeenstemming met de berekeningsresultaten, dan voldoet de dijk volgens de methode Actuele Sterkte.

BEWEZEN STERKTE

In deze stap wordt de belastinggeschiedenis van de dijk bij de beoordeling betrokken. Er wordt nagegaan of er gedurende de uitvoering of gedurende extreme waterstanden zodanige belastingen zijn weerstaan, dat daaraan de conclusie mag worden verbonden dat lokaal van betere eigenschappen sprake moet zijn dan in de theoretische analyse verondersteld is. Voor het aantonen van bewezen sterkte wordt in beginsel gebruik gemaakt van de correctiefactormethode (methode voor het langs deterministische weg opwaarderen van de berekende stabiliteitsfactor op basis van bewezen sterkte). Indien het stabiliteitsoordeel op basis van bewezen sterkte niet voldoende is, en dit terug te voeren is op onzekerheden die veroorzaakt worden door een tekort aan gegevens, kan gekozen worden voor aanvulling van gegevens. Aanvullende gegevens hebben niet alleen direct betrekking op de geotechnische stabiliteit, maar kunnen ook gerelateerd zijn aan de geohydrologie (historisch en nu). Relevante aanvullende gegevens kunnen onder andere afkomstig zijn uit literatuurstudie, grond-/laboratoriumonderzoek (locaal onderzoek) maar ook uit onderzoek met behulp van hydrologische modellen. Met de aanvullende gegevens wordt eerst een stabiliteitsanalyse voor de huidige situatie uitgevoerd, zoals is beschreven in de van toepassing zijnde ontwerpleidraad. Indien daarmee een voldoende resultaat kan worden behaald is dit de kortste weg. Indien dit niet het gewenste resultaat oplevert kan opnieuw een bewezen-sterkte-analyse worden uitgevoerd.

Als wordt voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor dient te worden nagegaan of dit theoretisch oordeel strookt met het praktijkgedrag (beheerdersoordeel). Is het gedrag in overeenstemming met de berekeningsresultaten, dan voldoet de dijk volgens de methode Actuele Sterkte.

LOCAAL ONDERZOEK

Indien voorgaande Actuele Sterkte methoden niet bruikbaar lijken kan uiteraard ook direct worden gekozen voor lokaal onderzoek indien verwacht wordt dat de daarmee te behalen 'winst' voldoende is om tot een positief toetsingsresultaat te kunnen komen. In deze stap worden aanvullende lokale gegevens verzameld om een meer gedetailleerde stabiliteitsanalyse te kunnen uitvoeren. Lokaal onderzoek zal in de meeste gevallen bestaan uit onderzoek naar de lokaal aanwezige schuifsterkteparameters en/of lokale respons van waterspanningen in en onder de dijk op neerslag en buitenwaterstand. Met de aanvullende gegevens wordt een gedetailleerde stabiliteitsanalyse voor de huidige situatie uitgevoerd, zoals is beschreven in de van toepassing zijnde ontwerpleidraad. Indien dit nog geen bevredigend resultaat oplevert kan er eventueel nog voor worden gekozen het lokaal onderzoek uit te breiden en het nog eens te proberen.

Als wordt voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor dient te worden nagegaan of dit theoretisch oordeel strookt met het praktijkgedrag (beheerdersoordeel). Is het gedrag in overeenstemming met de berekeningsresultaten, dan voldoet de dijk volgens de methode Actuele Sterkte.

2.5 Actuele Sterkte overige mechanismen

De beschreven methoden voor Actuele Sterkte in dit technisch rapport zijn toegespitst op het beoordelingsaspect Macrostabiliiteit Binnenwaarts (Macrostabiliiteit van het binnentalud). De gedachte dat uitgekiend onderzoek of historische informatie gebruikt kan worden om onzekerheden in de veiligheidsbeschouwing te verkleinen is uiteraard ook toepasbaar op andere beoordelingsaspecten.

Een belangrijk uitgangspunt in de methodiek van bewezen sterkte is het principe van overleefde proefbelastingen. Voor onder andere de beoordelingsaspecten Piping, Macrostabiliiteit Buitenwaarts (Macrostabiliiteit van het buitentalud), Microstabiliiteit en Bekleding is deze methode mogelijk ook geheel of gedeeltelijk toepasbaar. Voorts zou ook bij de beoordeling van waterkerende kunstwerken en langsconstructies deze methode zinvol kunnen blijken. De aantoonbare specifieke kennis hierover ontbreekt echter op dit moment. In deze paragraaf wordt hierop derhalve alleen in kwalitatieve zin nader ingegaan.

In de methode restbreedte wordt ervan uitgegaan dat geen verlies van de waterkerende functie door een afschuiving optreedt, indien deze afschuiving buiten bepaalde grenzen van het dijkprofiel blijft (de methode is daarmee in feite een reststerkteaanpak, dit in tegenstelling tot de methode bewezen sterkte). De methode is primair opgezet voor de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit en is niet eenvoudig uit te breiden voor andere beoordelingsaspecten. Mogelijkheden voor bredere toepassing van de methode restbreedte blijven derhalve in deze paragraaf verder buiten beschouwing.

2.5.1 Piping

Voor een nadere toelichting op het mechanisme Piping wordt verwezen naar het 'Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen' [9], en naar paragraaf 5.5 'Zandmeevoerende wellen' van het 'Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies' [3].

Aangezien het mechanisme Piping in de praktijk zichtbaar is in de vorm van zandmeevoerende wellen, en aangezien er in de rekenregels gebruik wordt gemaakt van karakteristieke schattingen van de verschillende van belang zijnde eigenschappen en invloedsfactoren (Sellmeijer), is het in principe mogelijk om gelijksoortige beschouwingen aangaande actuele sterkte voor het mechanisme Piping op te stellen als is gedaan voor Macrostabiliiteit Binnenwaarts. De methode bewezen sterkte is in het verleden voor dit mechanisme ook al wel toegepast.

Hierbij wordt opgemerkt dat in de adviespraktijk veelal de methode Bligh wordt toegepast, waarbij karakteristieke schattingen niet gebruikelijk zijn. Wanneer bij de eenvoudige en gedetailleerde toetsing wordt uitgegaan van de methode Bligh en voor de geavanceerde toetsing de methode Sellmeijer wordt toegepast, kan de geavanceerde toetsing tot ongunstiger resultaten leiden dan de eenvoudige en gedetailleerde toetsing

2.5.2 Macrostabiliiteit Buitenwaarts

Voor een nadere toelichting op het beoordelingsaspect Macrostabiliiteit wordt verwezen naar paragraaf 5.4 'Macrostabiliiteit van de waterkering' van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.

De toepasbaarheid van bewezen sterkte en lokaal onderzoek is voor wat betreft het aspect Macrostabiliiteit Buitenwaarts volledig vergelijkbaar met Macrostabiliiteit Binnenwaarts. Voor de Macrostabiliiteit van het binnentalud wordt immers middels historisch onderzoek en middels lokaal onderzoek onderzocht of er aanleiding is de rekenwaarden van schuifsterkte-eigenschappen van de ondergrond in positieve zin bij te stellen. Deze zelfde aanpakken zijn toepasbaar bij de beoordeling van de waterkering ten aanzien van de Macrostabiliiteit Buitenwaarts, en zijn in het verleden ook al wel toegepast.

Daarnaast is in principe ook de restbreedte-methode toepasbaar. Wel, dient dan rekening te worden gehouden met enkele bijzondere aandachtspunten. Ten eerste is er aan de buitenkant mogelijk sprake van een heel andere geometrie dan het min of meer horizontale beloop vanaf de binnenteen zoals dat aan de binnenzijde het geval is. Dit heeft mogelijk ongunstige consequenties voor de aan te nemen situatie na de afschuiving. Daarnaast is er na afschuiving van het buitentalud een uit oogpunt van erosiebestendigheid van het restprofiel veel ongunstiger situatie ontstaan dan wanneer dit aan binnenzijde gebeurt. Deze beide aandachtspunten kunnen belangrijke beperkingen vormen voor toepassing van de restbreedte-methode bij beoordeling van de macrostabiliiteit buitenwaarts.

2.5.3 Microstabiliiteit

Voor een nadere toelichting op het beoordelingsaspect Microstabiliiteit wordt verwezen naar paragraaf 5.6 'Microstabiliiteit' van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.

Bij microstabiliteit kan Actuele Sterkte-onderzoek worden uitgevoerd in de vorm van het uitvoeren van lokaal onderzoek. Daarnaast kan gedacht worden aan stromingsberekeningen voor de bepaling van het sijpeloppervlak met een gunstige schatting, ongunstige schatting en beste schatting voor de schematisering en de parameterkeuze. Daarbij kan dan ook een vergelijking met een overleefde hoogwater-situatie worden gemaakt.

2.5.4 Bekleding

Voor een nadere toelichting op het beoordelingsaspect Bekleding wordt verwezen naar hoofdstuk 7 'Bekledingen' van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.

Een methode bewezen sterkte is voor (steen)bekledingen nog niet ontwikkeld. Mogelijkheden worden wel gezien omdat de kenmerken van steenbekledingen beter vergelijkbaar zijn dan de kenmerken van van een dijk met het oog op binnenwaartse macrostabiliteit. Dit houdt in dat een bewezen sterkte voor dijk a kan leiden tot bewijsvoering voor dijk b. In het verleden zijn op deze wijze steenbekledingen vaak ook ontworpen. Anderzijds dienen nog wel eerst de nodige vragen te worden beantwoord welke betrekking hebben op ondermeer vergelijkbaarheid van belastingen en sterkte, en ook op het aspect sterktegradatie. De sterkte-eigenschappen van grond gaan in de regel (veen boven het freatisch water daargelaten), niet achteruit of gaan zelfs voorruit. De sterkte van een bekleding kan daarentegen met de loop der tijd wel significant achteruit gaan. Nader onderzoek zal moeten uitwijzen welke mogelijkheden er zijn voor toepassing van bewezen sterkte op bekledingen.

2.5.5 Waterkerende kunstwerken en langsconstructies

Met name ten aanzien van bepaalde beoordelingsaspecten van waterkerende kunstwerken zou bewezen sterkte mogelijkheden kunnen opleveren doordat tijdens de bouw of tijdens onderhoud mogelijk al maatgevende belastingsituaties gerealiseerd zijn, of alsnog relatief eenvoudig gerealiseerd kunnen worden (denk bijvoorbeeld aan beproeving van de sterkte van keermiddelen onder de maatgevende vervalbelasting nadat deze met schotbalken zijn drooggezet). Ook op dit punt zal echter nader onderzoek moeten uitwijzen welke mogelijkheden er zijn en welke voorwaarden er gesteld moeten worden aan een dergelijke oplossing. Te voorziene haken en ogen betreffen met name de vraag of met het aanbrengen van de toetsbelasting er geen schade aan het kunstwerk wordt toegebracht, en voorts de wijze waarop een en ander in voldoende mate binnen 'regels' kan worden ingekaderd, dit gezien de grote diversiteit aan kunstwerken. Mogelijk bieden de ontwikkelingen die in het kader van het project 'de Veiligheid van Nederland in Kaart (VNK)' plaatsvinden nadere aanknopingspunten.

3. BEOORDELINGSMETHODIEK RESTBREEDTE

3.1 Inleiding

3.1.1 Algemeen

Instabiliteit van het binnentalud van een dijk en de daarmee gepaard gaande afschuiving van het binnentalud, zal niet altijd leiden tot functieverlies van de dijk. Overgedimensioneerde dijken, die gekenmerkt worden door overhoogte en/of overbreedte, kunnen na afschuiving van het binnentalud over voldoende restprofiel beschikken om hoge waterstanden (Toetspeil of MHW) veilig te kunnen keren. Dergelijke waterkeringen zijn veelal in het verleden ontworpen waarbij van een hogere ontwerpwaterstand dan de huidige geldende werd uitgegaan. Veel dijken met significante overhoogte en/of overbreedte worden in de huidige toetsingspraktijk veelal toch als onvoldoende beoordeeld.

In dit hoofdstuk wordt een methode gepresenteerd voor de stabiliteitsbeoordeling van dijken die op basis van de geometrische toets of stabiliteitsberekeningen niet goedgekeurd kunnen worden, maar dat mogelijk wel kunnen worden op basis van een expliciet vastgesteld voldoende restprofiel na een afschuiving.

In de methode worden twee niveau's onderscheiden: de *gedetailleerde* restbreedtemethode en de *geavanceerde* restbreedtemethode. De gedetailleerde methode is beschreven in paragraaf 3.2. Indien toepassing van de gedetailleerde methode geen voldoende beoordelingsresultaat oplevert kan de geavanceerde methode worden gebruikt. Deze is gebaseerd op hetzelfde principe als de gedetailleerde methode, maar biedt de ruimte om de beoordeling zo mogelijk nog wat aan te scherpen, door onzekerheden die in de gedetailleerde methode worden afgedekt met conservatieve aannamen, te reduceren. De geavanceerde methode is beschreven in paragraaf 3.3.

In paragraaf 3.4 wordt het effect van een afschuiving van het binnentalud op andere faalmechanismen geïnterpreteerd. In paragraaf 3.5 wordt tenslotte ingegaan op de invloed van afschuiving op aanwezige waterkerende en niet waterkerende elementen in de dijk.

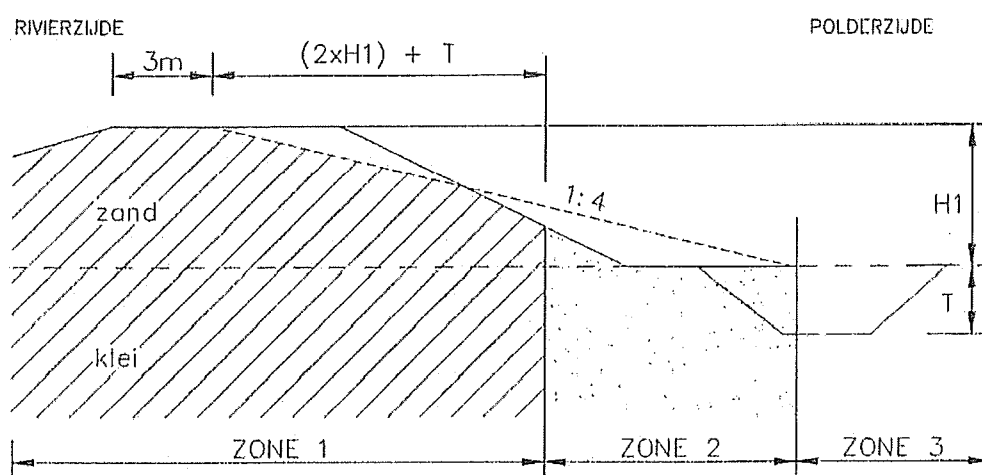
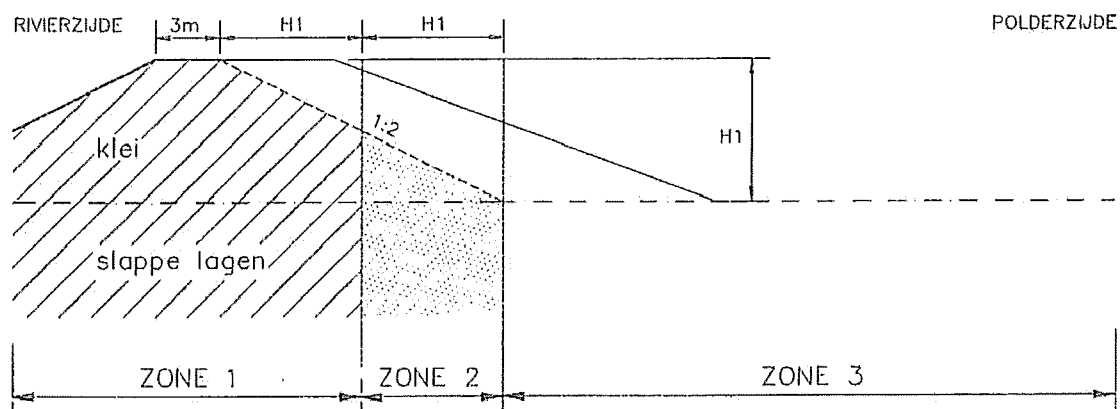
3.1.2 Relatie met de zoneringsregel in de Handreiking Constructief Ontwerpen

In de 'Handreiking Constructief Ontwerpen' [8] is een methodiek beschikbaar voor brede dijklichamen, waarbij voor de beoordeling van de stabiliteit van het binnentalud onderscheid wordt gemaakt in drie zones, zie figuur 3.1. Voor elk van deze zones wordt een vereiste schadefactor aanbevolen.

De hoogste eis is van toepassing voor glijvlakken waarvoor geldt dat de stabiliteit van het restprofiel in gevaar kan komen als gevolg van erosie door overstromend water. Deze eis wordt gehanteerd voor glijvlakken van de dijk die binnen een afstand van 1 maal de kerende hoogte in geval van klei, en 2 maal de kerende hoogte in geval van zand, vanuit de tenminste 3 m brede kruin hun intrepunt hebben (zone 1).

Een minder hoge schadefactor is van toepassing voor cirkels waarvan het intrepunt is gelegen buiten de eerste zone en binnen het snijpunt van het (verlengde) vlak met helling 1:2 voor cohesieve grond en 1:4 voor niet cohesieve grond met het oorspronkelijke maaiveld (zone 2). Dit onderscheid tussen zone 1 en zone 2 is ingegeven door de gedachte dat glijvlakken in zone 2 in het algemeen hun oorzaak niet zullen hebben in een directe relatie met het hoge buitenwater en dat deze glijvlakken de waterkerende hoogte niet zullen aantasten. Bij glijvlakken in zone 1 is dit wel het geval.

De minst hoge schadefactor is van toepassing voor glijvlakken waarvan het intrepunt buiten dat snijpunt ligt (zone 3). Deze glijvlakken worden geacht geen gevaar op te leveren voor de waterkering.



Figuur 3.1: Zonering volgens de Handreiking Constructief Ontwerpen [8]

In deze methode uit de Handreiking Constructief Ontwerpen wordt geen rekening gehouden met het gegeven dat de daadwerkelijk aanwezige kruinhoogte beduidend groter kan zijn dan de benodigde kruinhoogte (dit is ook niet onlogisch omdat de regel is bedoeld voor het ontwerpen van dijkverbeteringen). Voor dijken met een aanzienlijke overhoogte kan dit tot afkeuring van de dijk leiden, terwijl het resterende profiel na afschuiving nog voldoende is om de waterkerende functie te vervullen.

De in dit hoofdstuk beschreven gedetailleerde methode is gebaseerd op de restbreedte methode in het 'Technisch Rapport Boezemkaden' [10] en de zoneringregel uit de Handreiking Constructief Ontwerpen. De gedetailleerde beoordelingsmethode voor restbreedte gaat echter uit van de vereiste kruinhoogte van de dijk in plaats van de aanwezige kruinhoogte. De geavanceerde methode biedt de mogelijkheid om de gedetailleerde methode op een aantal vlakken te verfijnen.

De restbreedtemethoden in dit Technisch Rapport Actuele Sterkte zullen voornamelijk voor afgekeurde dijken (volgens de zoneringregel in de 'Handreiking Constructief Ontwerpen'), die over een significante overhoogte beschikken, voordeel opleveren.

3.1.3 Toetsen versus ontwerpen

De gedetailleerde en geavanceerde beoordelingsmethode voor restbreedte zijn zowel voor het ontwerp als de toetsing van dijken geschikt. Verschillen tussen ontwerp en toetsing zijn voornamelijk aanwezig in de uitgangspunten (hydraulische randvoorwaarden). De waterkeringselisen zijn identiek. Daarnaast kunnen er uiteraard andere overwegingen gelden voor de beheerder. Deze kunnen leiden tot bijkomende eisen voor de zones van de dijk, die geen waterkerende functie hebben.

3.1.4 Nevenfuncties van waterkeringen

Waterkeringen hebben naast de hoofdfunctie (het waterkeren) verscheidene nevenfuncties (verkeer, evacuatiweg etc.). In de beheerspraktijk zijn deze nevenfuncties vaak van belang voor de algemene veiligheid. Deze functies moeten ook tijdens hoogwater vervuld kunnen worden. Een bekend voorbeeld betreft de begaanbaarheid van de dijk voor inspecties of de aanvoer van zandzakken. Afschuiven van het binnentalud zal het begaan van de dijk ernstig belemmeren, zoniet onmogelijk maken.

3.2 Gedetailleerde restbreedte methode

3.2.1 Inleiding

De hier beschreven gedetailleerde methode voor de beoordeling van de restbreedte bij dijken met overhoogte is grotendeels gebaseerd op de methoden zoals opgenomen in het Technisch Rapport Boezernkaden [10] en de Handreiking Constructief Ontwerpen [8]. Indien de aanwezige kruinhoogte van de dijk gelijk is aan de vereiste kruinhoogte, dan is de methode voor zone 1 (dat is de vanuit de waterkerende functie van de dijk van belang zijnde zone) gelijk aan de zoneringsregel in de Handreiking Constructief Ontwerpen.

3.2.2 Voorwaarden voor toepassing gedetailleerde methode

Toepassing van de gedetailleerde restbreedte methode is onder de volgende voorwaarden toegestaan:

- Oprijven van de deklaag in het achterland is uitgesloten (oprijfveiligheid $> 1,2$). De omvang van de maatgevende glijcirkel neemt in het algemeen toe bij een afnemende oprijfveiligheid. In een oprijfsituatie zijn de maatgevende glijvlakken meestal diep en ligt de afschuivende grondmoot vaak ver in de kruin. Toepassing van de gedetailleerde methode is dan niet mogelijk omdat de insnijding van het glijvlak met onvoldoende zekerheid bepaald kan worden. De geavanceerde methode biedt mogelijkheden voor een gevoeligheidsanalyse van de plaats waar de insnijding van de primaire glijcirkel plaatsvindt en is in oprijfsituaties toepasbaar.
- Objecten in waterkering
In de waterkering mogen zich geen objecten bevinden, die bij een primaire of secundaire afschuiving de waterkerende functie van de waterkering in gevaar brengen, denk hierbij bijvoorbeeld aan transportleidingen die ten gevolge van een afschuiving kunnen afbreken.

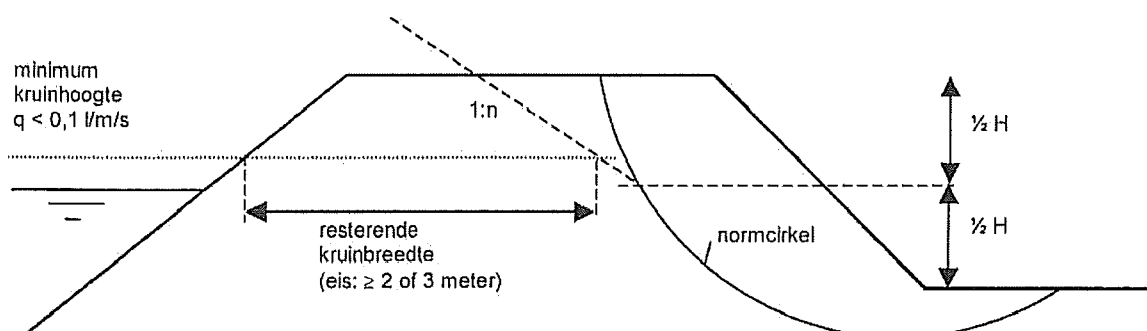
3.2.3 Uitgangspunten gedetailleerde methode

Uitgangspunten van de gedetailleerde methode zijn (zie onderstaande figuur 3.2):

- De minimaal vereiste resterende kruinbreedte is 2 m (voor zee- en meerdijken) of 3m (voor rivierdijken). Hierbij wordt opgemerkt dat de vereiste kruinbreedte slechts tot op zekere hoogte in verband te brengen is met het veiligheidsaspect. De benodigde kruinbreedte wordt nergens voorgeschreven, maar in de betreffende leidraden en technische rapporten worden wel

aanbevelingen gedaan, zie 'Inventarisatie van richtlijnen en handreikingen betreffende toe te passen kruinbreedte bij rivier-, zee- en meerdijken' [11]. Hierop wordt aangesloten.

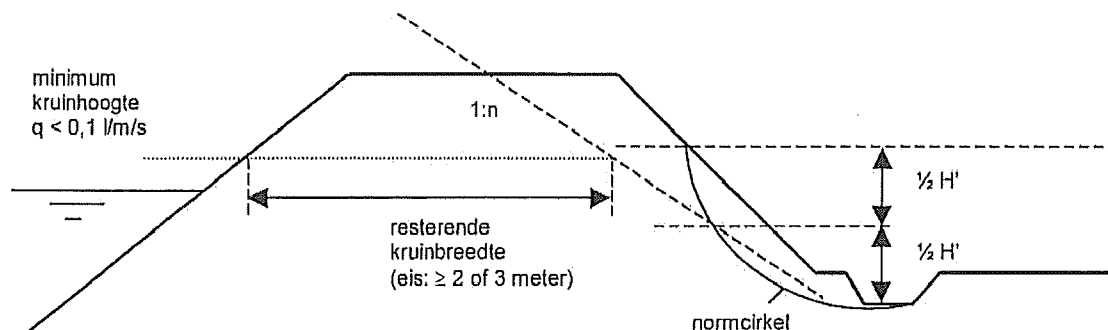
- De minimum vereiste kruinhoogte wordt bepaald uitgaande van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 0,1 l/m/s. De onderliggende reden hiervoor is de mogelijk geringe erosiesterkte van kruin en binnentalud nadat een afschuiving is opgetreden.
- Restbreedte volgt uit de breedte van het restprofiel op het niveau ter hoogte van de minimum vereiste kruinhoogte.
- Het restprofiel wordt begrensd door een primair glijvlak en een secundair (additioneel) glijvlak.
- Primaire afschuiving verloopt via een cirkelvormig glijvlak. Dit schuifvlak is gedefinieerd als het schuifvlak waarbuiten (dus in het restprofiel) de glijcirkels een stabiliteitsfactor hebben groter dan de vereiste veiligheidsfactor in de primaire zone. Dit cirkelvormige schuifvlak is daarmee te beschouwen als de normcirkel.
- In geval van bezwijken zal de afschuivende grondmoot (primaire afschuiving) afschuiven totdat het aanvankelijke hoogteverschil H tussen de bovenbegrenzing van het actieve gedeelte (oorspronkelijke kruinhoogte of het niveau waar het glijvlak insnijdt in het binnentalud, zie figuur 3.3) en het passieve gedeelte (oorspronkelijk maaiveld of bodem watergang) is gehalveerd.
- Een additioneel glijvlak heeft een rechthoekig verloop. De taludhelling van het glijvlak is gegeven in tabel 3.1.
- De restbreedtebeoordeling dient zowel voor de situatie bij Toetspeil of MHW als voor de situatie bij extreme neerslag te worden uitgevoerd. Voor de bepaling van de restbreedte bij extreme neerslag dient als minimaal vereiste kruinhoogte te worden uitgegaan van de dijktafelhoogte.



Figuur 3.2: Schematische weergave restbreedte-analyse

In de situatie dat zich nabij de dijk een (diepe) watergang bevindt kunnen ook glijvlakken, die in het binnentalud van de dijk insnijden maatgevend zijn. De controle op restbreedte verloopt identiek aan de bovenbeschreven restbreedteanalyse voor glijvlakken die in de kruin insnijden (zoals weergegeven in figuur 3.2). Ook in dit geval wordt uitgegaan van een primaire afschuiving, die maximaal leidt tot een halvering van de kerende hoogte.

Indien de veiligheidsfactor van het maatgevende glijvlak minimaal gelijk is aan de vereiste veiligheidsfactor voor zone 1 is geen aanvullende restbreedtecontrole benodigd.



Figuur 3.3: Schematische weergave restbreedte-analyse bij glijvlak insnijdend in binnentalud

3.2.4 Stappenplan

De gedetailleerde methode wordt in vier stappen uitgevoerd:

1. Inventarisatie dijkvakken
2. Vaststellen representatief profiel
3. Bepalen restbreedte na afschuiven
4. Effectstudie

In het navolgende wordt ingegaan op elk van deze vier stappen, voor zowel hoogwatersituaties als omstandigheden met extreme neerslag.

Stap 1 Inventarisatie dijkvakken

Alleen voor dijkvakken, die aan de volgende criteria voldoen kan de gedetailleerde restbreedtemethode worden toegepast:

- Overslagdebiet $q < 0,1$ l/m/s (eis aan minimaal vereiste kruinhoogte)
Deze eis wordt gesteld uit overwegingen met betrekking tot erosie van het binnentalud. Na een afschuiving van het binnentalud komt de dijk kern bloot te liggen, en om die reden is slechts een klein overslagdebiet acceptabel.
- Stabiliteitsfactor $\gamma \geq 1,0$
Naast de eisen die aan de dijkzone met een waterkerende functie worden gesteld, worden er bijkomende eisen gesteld aan de overige dijkzones. Voor constructies ten behoeve van andere functies dan waterkeren gelden de TGB-normen. Op basis van de klasse-indeling (klasse I: $\beta = 3,2$, klasse II: $\beta = 3,4$ en klasse III: $\beta = 3,6$) is een eis gesteld aan de stabiliteitsfactor van het binnentalud van de dijk (buiten de waterkerende zone) van $\gamma = 1,0$ (op basis van rekenwaarden van de schuifsterkte-eigenschappen, conform het 'Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies'). Deze ondergrens is mede te motiveren uit beheer- en onderhoudsoverwegingen. Voor zeer locale glijvlakken, die geen gevaar voor de omgeving geven (bijv. slootkanten) kan een lichtere eis gehanteerd worden van bijvoorbeeld $\gamma = 0,8$ (op basis van rekenwaarden en $\beta = 1,8$ conform CUR-rapport 162 'Construeren met grond' [12]).
- Geen opdrijfsituatie
Indien de deklaag in het achterland opdrijft, kan de insnijding van de glijvlakken met onvoldoende zekerheid bepaald worden. De geavanceerde methode biedt mogelijkheden voor het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse van de plaats waar de insnijding van de primaire glijcirkel plaatsvindt. Op grond daarvan kunnen dan mogelijk ook profielen waarbij opdrijven wel een rol speelt op basis van voldoende restprofiel als voldoende worden beoordeeld.

Stap 2 Vaststellen representatief profiel

Voor een juiste beoordeling van de restbreedte dient het maatgevend dwarsprofiel van het dijkvak te worden gezocht. Dit is het profiel waar de restbreedte na afschuiven minimaal is. Nadrukkelijk wordt opgemerkt dat het maatgevend profiel voor de restbreedteanalyse een ander profiel kan zijn dan het profiel dat maatgevend wordt bevonden bij de 'traditionele' beoordeling van de stabiliteit. Het maatgevend profiel hangt in dit geval af van met name overhoogte (ten opzichte van de minimaal vereiste kruinhoogte), de kruinbreedte, de kerende hoogte, en de stabiliteitsfactor van glijvlakken.

Vaak zal niet op voorhand duidelijk zijn welk profiel maatgevend is, en moeten dus meerdere mogelijk maatgevende profielen worden onderzocht. Daarbij kan, indien beschikbaar, gebruik worden gemaakt van reeds aanwezige stabiliteitsberekeningen uit eerdere studies. De profielkeuze voor deze berekeningen is dus echter op andere criteria gebaseerd dan de profielkeuze voor de restbreedteanalyse. Het kan derhalve voorkomen dat extra stabiliteitsberekeningen benodigd zijn.

Stap 3 Bepalen restbreedte na afschuiven

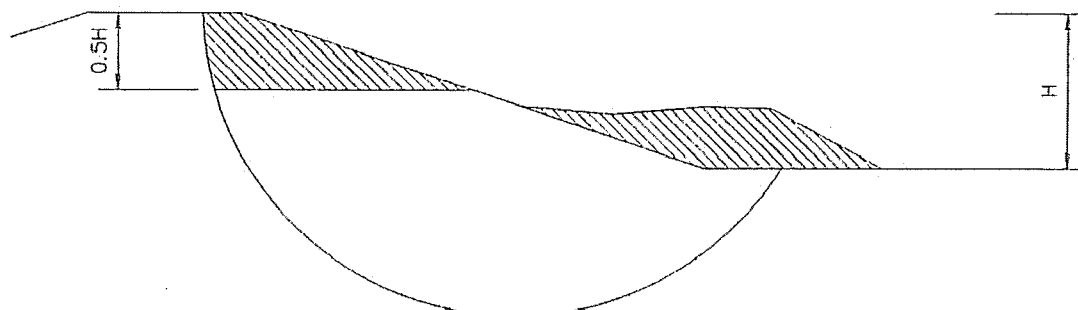
Aan de hand van een representatief profiel wordt de restbreedte van de kruin (op minimaal vereiste kruinhoogte) bepaald. Daarbij kunnen de substappen zoals weergegeven in onderstaande tabel worden onderscheiden.

Tabel 3.1: Bepaling restbreedte na afschuiving

Substap	Bepaling	Aannames
3.1	Primair glijvlak met 'normveiligheid'	Bishop-stabiliteitanalyse op basis van uitgangspunten (TRWG) voor hoogwater en extreme neerslag
3.2	Verplaatsing afschuivende grondmoot	Bovenzijde afschuivende grondmoot ligt na primaire afschuiving op helft van kerende hoogte
3.3	Talud secundaire afschuiving	voor klei: $C_u > 3,5 H$: talud 1:2 voor veen: $C_u > 3,5 H$: talud 1:4 voor zand: $\varphi > 22$ graden : talud 1:4 *) In het geval van een heterogeen pakket, dient te worden uitgegaan van de maatgevende grondsoort (kruin tot helft kerende hoogte) waarin: C_u ongedraineerde schuifsterkte (kPa) H kerende hoogte (m) φ hoek van inwendige wrijving (graden) *) Indien het zand goed verdicht is geldt een talud van 1:4, anders een talud van 1:7 in verband met verweking. In andere gevallen: kruinhoogte na primaire afschuiving is gelijk aan bovenzijde afschuivende grondmoot na primaire afschuiving
3.4	Minimaal vereiste kruinhoogte	Overslagdebiet is maximaal 0,1 l/m/s
3.5	Restbreedte	rivierdijken > 3m zee- en meerdijken > 2m

Onderbouwing van substap 3.2

Aangenomen wordt dat in geval van bezwijken de afschuivende grondmoot van de primaire afschuiving tot rust komt, wanneer het aanvankelijke hoogteverschil H tussen de bovenbegrenzing van het actieve gedeelte (oorspronkelijke kruinhoogte) en het passieve gedeelte (oorspronkelijk maaiveld of bodem watergang) is gehalveerd, zie figuur 3.4.



Figuur 3.4: Veronderstelde eindsituatie na afschuiving langs primair glijvlak

Deze 'veilig' lijkende aanname wordt ondersteund door waarnemingen die zijn gedaan bij een aantal schadegevallen als gevolg van stabiliteitsverlies. Deze schadegevallen zijn weergegeven in tabel 3.2. Het overzicht in de tabel is ontleend aan de 'Discussienota over Reststerkte na Afschuiving' [13].

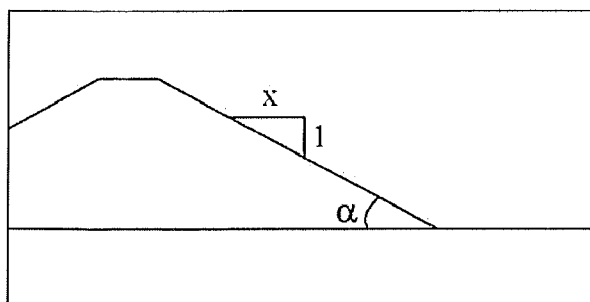
Tabel 3.2: Samenvatting schade-inventarisatie

	Kruinverlaging	Kruinverlaging als percentage van H	Bijzonderheden
Boezemkade Oudendijk (1988)	0,5 m	10%	Ophoging boezemkade. Afschuiving gestopt door aanbrengen extra grond bij teen (ook van de kruin) en installatie drainagesysteem
Lekdijk-zuid bij Streefkerk (1974)	3 m	35%	Buitendijkse verzwaring
Lekdijk-Oost bij Bergambacht (1982)	na 5 jaar: 0,05 à 0,1 m en 5 cm / jaar		Opdrijven van achterland bij hoge waterstanden en 'vierkante' dijkverhoging in 1976
Proefafschuiving Polen	1,3m	20%	-
Aanleg geluidswal A12 Zoetermeer	1,5 à 1,75m	20%	-

Uit de tabel blijkt dat de afschuiving in vrijwel alle gevallen is gestopt bij een kruinzakking ter grootte van 20 à 35% van de kerende hoogte ($0,2$ à $0,35 H$).

Onderbouwing van substap 3.3

Aangenomen wordt dat in het overblijvende lichaam opnieuw een actief glijvlak (secundaire afschuiving) kan ontstaan. De afmetingen van dit rechte glijvlak zijn afhankelijk van het dijkmateriaal. De hoek α van het talud van het restprofiel wordt gedefinieerd als de hoek die dit talud maakt met het maaiveld, of als helling $1 : \tan \alpha$ (zie figuur 3.5). In het geval van een heterogeen pakket dient te worden uitgegaan van de maatgevende grondsoort.



Figuur.3.5: Helling van het resttalud

De te volgen regels bij bepaling van de helling van het resttalud na secundaire afschuiving zijn hieronder beknopt beschreven. Voor een nadere uiteenzetting wordt verwezen naar 'Zonering binnentalud (implementatie in MStab)' [14] en 'Stabiliteitsbeoordeling bij overgedimensioneerde dijken' [15].

Restprofiel in klei

Een resthelling van 1:2 mag aangehouden worden indien:

$$C_u > 3,5 * H$$

met:

C_u ongedraineerde schuifsterkte (kPa)

H kerende hoogte (m)

Indien de schuifsterkte hieraan niet voldoet, dan zal iedere cirkel die de dijk aantast de waterkerende functie van de dijk aantasten.

Restprofiel in zand

De helling van het talud van het restprofiel in zand is vooral afhankelijk van de volumieke massa en de hoek van inwendige wrijving, maar ook de dilatatiehoek en de volumieke massa van het stromende water spelen een rol. Omdat er zo veel parameters invloed hebben is het gevaarlijk om door middel van een formule een resthelling te bepalen. Een helling van 1:4 is echter een veilige aanname zolang de representatieve hoek van inwendige wrijving meer dan 22 graden is. Indien men scherper wil ontwerpen, dan is het mogelijk de helling te bepalen volgens de geschetste methode in bijlage A-2 van het rapport 'Stabiliteitsbeoordeling bij overgedimensioneerde dijken' [15]. Uitgangspunt is dat het zand goed verdicht is. Bij slecht verdicht of verwekingsgevoelig zand is een helling van 1:7 een veilige aanname.

Restprofiel in veen

Voor de helling van het restprofiel in veen kan nog geen wetenschappelijke onderbouwing worden gevonden. Deze helling is niet alleen afhankelijk van sterkteparameters, maar ook van erosie en andere factoren. Gevoelsmatig kan gesteld worden dat de helling tussen die van zand in klei in zal liggen. Om aan de enigszins veilige kant te blijven is ervoor gekozen om ook voor het restprofiel in veen een helling van 1:4 aan te nemen en een eis aan ongedraineerde schuifsterkte te stellen:

$$C_u > 3,5 * H$$

met:

C_u ongedraineerde schuifsterkte (kPa)

H kerende hoogte (m)

Indien nu de resterende breedte na primaire en secundaire afschuiving op het niveau van de minimaal vereiste kruinhoogte voldoet aan de eis van de minimaal vereiste kruinbreedte, dan krijgt de dijk een

veiligheidsoordeel voldoende. Is de resterende breedte na afschuiven minder dan de minimaal vereiste kruinbreedte, dan kan mogelijk met de geavanceerde methode de veiligheid toch als voldoende worden beoordeeld. In deze benadering dient een onzekerheids-/gevoeligheidsanalyse te worden uitgevoerd van alle stappen in de reststerktebeoordeling.

Stap 4 Effectstudie

Hoewel een afschuiving toelaatbaar kan worden geacht op basis van een voldoende restprofiel, dienen ook de effecten van de afschuiving op overige faalmechanismen van de dijk te worden beoordeeld. Dit wordt behandeld in paragraaf 3.4. Tevens dienen de effecten op al dan niet waterkerende objecten in en in de omgeving van de dijk te worden beschouwd. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 3.5.

3.3 Geavanceerde restbreedte methode

3.3.1 Inleiding

Uiteraard kan altijd met de 'state of the art' kennis een geavanceerde analyse worden uitgevoerd. Een geavanceerde analyse is er op gericht aanwezige onzekerheden zo mogelijk verder te reduceren en daarmee de beoordeling verder aan te scherpen. Met name de volgende mogelijkheden worden op dit punt op voorhand al gezien:

1. Gevoeligheidsanalyse naar de plaats waar de 'normcirkel' van de primaire afschuiving in de kruin insnijdt. Dit ondermeer met het oogmerk om ook in opdrijfsituaties, waarbij vaak sprake is van een diep gelegen afschulvlak met relatief onzekere ligging, mogelijk toch nog op basis van voldoende restprofiel tot een voldoende oordeel te komen.
2. Restbreedte-analyse op basis van de maatgevende glijcirkel. De maatgevende glijcirkel (de glijcirkel met de laagste stabiliteitsfactor) zal met een grotere waarschijnlijkheid optreden dan de normcirkel. In het algemeen is deze cirkel, en dus de omvang van de veronderstelde afschuiving, kleiner.
3. Optimalisatie van de mate van afschuiving van de grondmoot. Dit komt neer op het inschatten van de werkelijke mate van afschuiving, welke in de regel minder zal zijn dan de in de gedetailleerde methode aangehouden halve kerende hoogte.

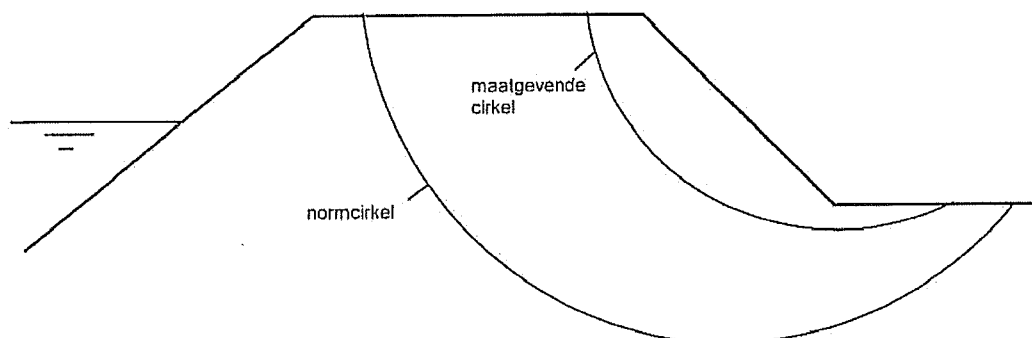
Het hebben uitgevoerd van de geometrische toets (eenvoudige methode volgens de VTV), of de gedetailleerde methode, is geen noodzakelijke voorwaarde voor het mogen toepassen van de geavanceerde methode. Beheerders is het toegestaan voor de toetsing direct de geavanceerde beoordelingsmethode toe te passen.

In het vervolg van deze paragraaf wordt nader ingegaan op de restbreedte-analyse op basis van de maatgevende glijcirkel en op de optimalisatie van de mate van afschuiving van de grondmoot.

3.3.2 Restbreedte-analyse op basis van de maatgevende glijcirkel

Een aanscherping van de methode kan worden gevonden door bij de bepaling van het restprofiel uit te gaan van een primaire afschuiving langs het werkelijk verwachte maatgevende glijvlak (het glijvlak met de laagste stabiliteitsfactor) in plaats van langs het glijvlak behorende bij de normveiligheid, zie figuur 3.6. Er mag immers worden aangenomen dat glijvlakken met een lagere stabiliteitsfactor dan het glijvlak dat net aan de normeis voldoet met grote waarschijnlijkheid eerder zullen afschuiven, en dat na deze afschuiving het grondlichaam zich stabiliseert (al moet dan uiteraard ook nog wel de additionele afschuiving in rekening worden gebracht).

Dit is dus een andere benadering dan bij de gedetailleerde methode waarin veiligheidshalve wordt uitgegaan van een primaire afschuiving langs het glijvlak met normveiligheid (de normcirkel), ook al zijn er glijvlakken met een lagere stabiliteitsfactor en dus veel grotere waarschijnlijkheid van optreden.



Figuur 3.6: Maatgevende (meest waarschijnlijke) glijcirkel en normcirkel

Het gevaar van deze benadering is dat de werkelijkheid altijd meer of minder zal afwijken van de theoretische voorspelling, en dat er dus altijd een meer of minder grote kans bestaat dat het daadwerkelijke glijvlak een heel andere en veel ongunstiger ligging blijkt te hebben dan voorspeld.

Deze onzekerheid over de ligging van het maatgevende glijvlak heeft diverse oorzaken, waarvan de belangrijkste zijn:

- er wordt uitgegaan van één maatgevend dwarsprofiel voor een geheel dijkvak;
- geometrie, bodemopbouw, laageigenschappen en waterspanningsbeeld zijn nooit exact bekend;
- er wordt gebruik gemaakt van een rekenmodel dat nooit de werkelijkheid exact kan beschrijven.

Vanwege genoemde onzekerheden is het bij deze benadering noodzakelijk de gevoeligheid van de ligging van het meest waarschijnlijke glijvlak voor variatie van de voor de stabiliteitsanalyse relevante parameters nauwkeurig te onderzoeken. Indien blijkt dat er sprake is van een grote gevoeligheid van de ligging van het maatgevende glijvlak voor kleine variaties van de 'invoer', dan moet deze benadering met grote voorzichtigheid worden toegepast. Indien aan de andere kant er sprake blijkt te zijn van slechts geringe gevoeligheid, dan is er weinig tegen deze benadering in te brengen.

Tot slot wordt opgemerkt dat er geen eenduidig recept voor het uitvoeren van de gevoeligheidsanalyse bestaat. Evenmin bestaat er een eenduidig criterium voor al dan niet accepteren van deze benadering op basis van de gebleken gevoeligheid. De beslissing om deze benadering te accepteren zal derhalve van geval tot geval moeten worden genomen op basis van het verkregen inzicht in de specifieke situatie.

3.3.3 Optimalisatie van de mate van afschuiving

Een optimalisatie van de mate van afschuiving van de grondmoot kan verkregen worden door de stabiliteitsfactor van de grondmoot bij afschuiving te bepalen. Indien een glijcirkel gaat glijden verandert de stabiliteitsfactor: het aandrijvend moment neemt af, terwijl het tegenwerkend moment toeneemt. Als op basis van dit principe het punt wordt berekend waarop de nieuwe evenwichtssituatie zal worden bereikt, dan zal blijken dat veelal een veel geringere mate van afschuiving dan over de halve kerende hoogte wordt gevonden. Dit is uiteraard gunstig voor de omvang van het berekende restprofiel. Hierbij moet wel worden opgemerkt dat door het afschuiven de sterkte-eigenschappen van de grond langs het glijvlak veelal negatief zullen worden beïnvloed. Dit is met name het geval indien de grond uit klei bestaat. De vervorming leidt dan tot verkneding van de klei, waardoor de schuifsterkte van de klei mogelijk sterk afneemt. Deze afname van de sterkte dient uiteraard in de berekening te worden meegenomen.

Voor de achtergronden van deze optimalisatie wordt verwezen naar het rapport 'Zonering binnentalud, implementatie in Mstab' [14].

3.4 Effecten op overige faalmechanismen

Indien een primair glijvlak optreedt zijn naast effecten op de macrostabiliteit van het restprofiel (secundaire afschuivingen) ook effecten op andere faalmechanismen van belang. Zo kunnen als gevolg van de primaire afschuiving andere schademechanismen tot bezwijken van de waterkering leiden.

Piping

Door een afschuiving van het binnentalud en de daarmee gepaard gaande grondverplaatsingen, bestaat de mogelijkheid van een aanzienlijke verkorting van de kwelweglengte, met als gevaar een toenemende kans op zandmeevoerende wellen tijdens hoogwater.

Een tweede belangrijke punt betreft het opbarsten van afdekkende kleilagen. Bij de aanwezigheid van zware, afdekkende kleilagen, zullen dijken in eerste instantie niet op het aspect piping worden getoetst. Door de afschuiving van het binnentalud kunnen deze kleilagen opbarsten, met als gevolg de mogelijkheid tot het ontstaan van kwelwegen. Dit speelt zeker bij relatief smalle dijken met dunne kleilagen.

Oplossing: Voor dijksecties waarvoor gebruik wordt gemaakt van de restbreedte methode, zal eveneens een beoordeling van de kwelweglengte en de ligging van het uittreedpunt ten aanzien van piping na afschuiving van het binnentalud moeten plaatsvinden. De kwelweglengte en de ligging van het uittreedpunt na afschuiving moeten voldoen aan de gestelde toetscriteria voor piping. Hierbij moet de mogelijkheid van het opbarsten van kleilagen worden meegenomen.

Voldoende veilig is het uitgangspunt van een uittreedpunt in de binnenteen van de dijk.

Bekleding binnentalud (microstabiliteit)

Na afschuiven van het binnentalud zal er weinig resten van de bekleding van het binnentalud. In de restbreedtebeoordeling is in eerste instantie uitgegaan van een vereiste kruinhoogte (na afschuiving), waarbij het overslagdebiet kleiner is dan 0,1 l/m/s. Aangenomen is dat dit ook bij onverdedigd binnentalud niet tot problemen zal leiden. Aanbevolen wordt wel om hier, met name wanneer sprake is van een zandkern, een extra controleslag op uit te voeren. Voorts zal door het ontbreken van de bekleding, indien het restprofiel uit zand bestaat, een controle van de microstabiliteit benodigd zijn.

Verweking of dijken met slechte pakking

Bij dijken met een zandkern vormt tenslotte het optreden van verweking een gevaar, zeker wanneer het zand los gepakt is. Door de toename van de waterspanningen zou de afschuiving van deze dijken volgens een grotere glijcirkel kunnen optreden. Voor toepassing van de voorgestane methode zal derhalve gecontroleerd moeten worden of de pakking voldoende vast is om het optreden van verweking met voldoende zekerheid te kunnen uitsluiten. Dit kan door middel van dichtheidsonderzoek.

Nadere aanwijzingen hiervoor zijn gegeven in het 'Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies' [3].

3.5 Effect van afschuiven op aanwezige elementen

3.5.1 Effecten afschuiven op waterkerende elementen

Een afschuiving van het binnentalud kan grote gevolgen hebben voor andere waterkerende elementen in de dijk, die van belang zijn voor de sterkte of stabiliteit van de waterkering, bijvoorbeeld een damwand, keermuur of geotextiel.

Voor dijksecties waar de restbreedte methode wordt toegepast zal een toetsing van de waterkerende elementen op sterkte en stabiliteit na afschuiving plaats moeten vinden.

4. METHODE BEWEZEN STERKTE (DETERMINISTISCH)

4.1 Inleiding

Met de methode bewezen sterkte kan in bepaalde gevallen de berekende sterkte van een dijk worden opgewaardeerd op grond van informatie over het gedrag van de dijk bij in het verleden opgetreden extreem hoge waterstanden. Toegepast op de beoordeling van de stabiliteit van een dijk kan bewezen sterkte leiden tot een opwaardering van de stabiliteitsfactor.

Het achterliggende idee van de methode bewezen sterkte is dat in de standaard aanpak voor de beoordeling van een dijk, de verschillende onzekerheden worden afgedekt door uit te gaan van veilige schematiseringen. Het gevolg daarvan is dat in veel gevallen de werkelijk aanwezige sterkte in meer of mindere mate wordt onderschat. Indien nu een dijk volgens de standaard aanpak als onvoldoende sterk wordt beoordeeld, maar in het verleden wel zonder kleerscheuren een waterstand heeft gekeerd die vergelijkbaar of zelfs veel hoger was dan het huidige Toetspeil of MHW, dan geeft dit aanleiding voor de gedachte dat de actuele sterkte van de dijk, gezien zijn 'bewezen sterkte', vermoedelijk ongunstiger dan nodig wordt ingeschat. Met de methode bewezen sterkte kan dan mogelijk een verbeterde, minder ongunstige inschatting van de sterkte worden gemaakt.

Zo eenvoudig als het op het eerste gezicht lijkt is deze aanpak echter niet. Met het betrekken van historische situaties in de sterktebeoordeling van een dijk worden immers niet alleen maar onzekerheden weggenomen, maar ook nieuwe onzekerheden geïntroduceerd. Dit betreft dan met name onzekerheden over de vergelijkbaarheid tussen de historische situatie en de huidige maatgevende situatie. Dit houdt in dat de methode bewezen sterkte met de nodige zorgvuldigheid moet worden toegepast, en dat bij toepassing aan bepaalde regels en voorwaarden moet worden voldaan.

In theorie kan een dijk ten aanzien van de binnenwaartse macrostabiliteit zondermeer op basis van bewezen sterkte worden goedgekeurd indien:

- Het verloop van het historisch hoogwater het toetshoogwater geheel omhult (dus hoger was en langer heeft geduurd).
- De dijk het historisch hoogwater zonder noemenswaardige schade heeft gekeerd.
- De dijk zelf alsmede het invloedsgebied van de dijk sinds het historisch hoogwater geen veranderingen hebben ondergaan die de stabiliteit mogelijk in ongunstige zin hebben beïnvloed.
- Al deze gegevens met voldoende betrouwbaarheid kunnen worden vastgesteld.

In de praktijk zal deze theoretisch optimale situatie vrijwel niet voorkomen. Er zullen eigenlijk altijd wel één of meerdere tegenvallers aan het licht komen. In dat geval zal een nadere (rekenkundige) analyse noodzakelijk zijn.

In paragraaf 4.2 is het rekenprincipe beschreven voor het langs deterministische weg opwaarderen van de stabiliteitsfactor op basis van bewezen sterkte. Dit principe gaat uit van de berekening van een correctiefactor op grond van bewezen sterkte, waarmee de voor de huidige toetsituatie berekende stabiliteitsfactor mag worden opgehoogd. Deze methode wordt om die reden ook wel de 'correctiefactoraanpak' genoemd.

In paragraaf 4.3 wordt ingegaan op de minimaal benodigde gegevens over de historische situatie. Zonder deze gegevens mag de methode bewezen sterkte niet worden toegepast. Vervolgens wordt in paragraaf 4.4 ingegaan op de wijze waarop bij de correctiefactoraanpak met onzekerheden met betrekking tot overige gegevens dient te worden omgegaan. Hier blijkt dat deze aanpak beduidend gecompliceerder is dan het relatief eenvoudige rekenprincipe zelf. Deze paragraaf weerspiegelt daarmee in feite de kern van de aanpak.

Tot slot is in paragraaf 4.5 de concrete praktische uitwerking van toepassing van de methode beschreven.

4.2 Het rekenprincipe van de methode (correctiefactoraanpak)

De correctiefactoraanpak van de methode bewezen sterkte vindt zijn oorsprong in het onderzoek dat heeft geleid tot het 'Onderzoeksrapport voor de bepaling van de Actuele Sterkte van rivierdijken' [2]. Deze aanpak bestaat uit de volgende stappen:

1. In eerste instantie wordt de stabiliteit berekend volgens de van toepassing zijnde richtlijn. In het geval van ontwerp van een dijkverbetering wordt daarbij voor wat betreft schuifsterke-eigenschappen vaak gebruik gemaakt van regionale proevenverzamelingen; bij toetsing worden gegevens gebruikt die in het specifieke geval voorhanden zijn. De karakteristieke sterkteparameters worden bewerkt tot ontwerpwaarden voor de sterkte door toepassing van materiaalfactoren.

De berekende stabiliteitsfactor wordt getoetst aan de volgende eis:

$$\gamma_{stab,0} \geq \gamma_n \gamma_d$$

met

$\gamma_{stab,0}$ = stabiliteitsfactor voor de (huidige) maatgevende situatie

γ_n = schadefactor

γ_d = gevoeligheids- of modelfactor

Bij de bepaling van de stabiliteit bij bijna of geheel opdrijven van het achterland wordt tevens gecontroleerd of de verplaatsing van de binnentoeen tijdens hoogwater gelijk is aan of kleiner is dan 0,10 meter.

2. Indien de stabiliteitsfactor niet aan de eis voldoet, maar de dijk in het verleden wel een hoogwater heeft gekeerd gelijk aan of hoger dan het huidige ontwerphoogwater, is er reden om te veronderstellen dat de actuele sterkte groter is dan de in rekening gebrachte veilige schatting van de sterkte. In dat geval kan op basis van dit gegeven, onder bepaalde voorwaarden, een correctiefactor op de stabiliteitsfactor worden berekend. Deze correctiefactor wordt, in acht nemende de aanwijzingen in paragraaf 4.4.3, bepaald volgens:

$$\gamma_{cor} = 1 / \gamma_{stab,his}$$

met

γ_{cor} = correctiefactor

$\gamma_{stab,his}$ = stabiliteitsfactor voor de situatie tijdens historisch hoogwater

Onderliggende gedachte hiervan is dat als voor de historische situatie een stabiliteitsfactor kleiner dan 1,0 is berekend, maar de dijk is wel blijven staan, deze stabiliteitsfactor tenminste mag worden verhoogd tot 1,0. De methode werkt alleen indien $\gamma_{stab,his}$ kleiner is dan 1,0 want alleen dan wordt een correctiefactor berekend met een waarde groter dan 1,0.

Bij de bepaling van de correctiefactor wordt uitgegaan van dezelfde ontwerpwaarden van de sterkteparameters als die zijn aangehouden in de vorige stap bij de bepaling van de stabiliteitsfactor voor de huidige maatgevende situatie.

3. Indien de vorige stap een correctiefactor oplevert met een waarde groter dan 1,0 dan kan met deze correctiefactor een gecorrigeerde verhoogde stabiliteitsfactor voor de (huidige) maatgevende situatie worden bepaald volgens:

$$\gamma_{stab,0,cor} = \gamma_{cor} \gamma_{stab,0}$$

met

$\gamma_{stab,0,cor}$ = gecorrigeerde stabiliteitsfactor voor de (huidige) maatgevende situatie

Deze gecorrigeerde stabiliteitsfactor dient tenslotte opnieuw te worden getoetst aan de stabiliteitseis:

$$\gamma_{stab,0,cor} \geq \gamma_n \gamma_d$$

Indien blijkt dat nu wel aan de stabiliteitseis wordt voldaan is de basisaanpak van de methode bewezen sterkte succesvol toegepast.

4.3 Minimaal benodigde gegevens

Indien met honderd procent zekerheid vast zou staan dat een dijk in het verleden een hoogwaterstand heeft gekeerd die hoger was en langer heeft geduurd dan het ontwerphoogwater, dat alle overige omstandigheden met betrekking tot de macrostabiliteit ongunstiger of tenminste niet gunstiger waren dan voor de huidige situatie moet worden aangenomen, en er in deze historische situatie geen voortekenen van bezwijken zoals grote vervormingen of schade zijn geconstateerd, dan kan op grond van het overleven van de historische situatie worden geconcludeerd dat de stabiliteit voldoende is.

In de praktijk zal echter nooit alle relevante informatie over de omstandigheden ten tijde van een historisch hoogwater beschikbaar zijn, laat staan dat deze honderd procent betrouwbaar is. Het gebrek aan of niet honderd procent betrouwbaar zijn van historische informatie vormt echter geen principiële belemmering voor het toepassen van bewezen sterkte. Onzekerheden kunnen immers in meer of mindere mate worden afgedekt door het doen van veilige inschattingen. Het daarmee samenhangende effect is wel dat de succeskans van de methode bewezen sterkte kleiner wordt naarmate er meer en grotere onzekerheden zijn die moeten worden afgedekt.

In dit verband kan met betrekking tot de historische situatie een minimale set gegevens worden gedefinieerd die absoluut noodzakelijk is om de methode bewezen sterkte in zijn algemeenheid toe te kunnen passen. Zonder deze gegevens zullen de onzekerheden dermate groot zijn dat nooit een succesvol resultaat kan worden behaald, of eigenlijk zelfs nooit mag worden behaald. Deze minimale set gegevens bestaat uit:

- Hoogte en duur (verloop in de tijd) van het opgetreden historische hoogwater. Indien deze gegevens niet precies ter plaatse van de beschouwde dijkstrekking bekend zijn, maar wel op nabij gelegen plaatsen, dan kunnen deze gegevens door middel van modelberekeningen of interpolatie worden herleid.
- Geometrie van het dijkprofiel en maaiveldhoogte ter plaatse van voor- en achterland zoals aanwezig ten tijde van het opgetreden historische hoogwater. Hiervoor dient te worden beschikt over tekeningen van de historische, destijds aanwezige profielen (dit kunnen zowel originele als achteraf gereconstrueerde tekeningen zijn).
- Informatie over de wijze waarop de dijk het historische hoogwater heeft gekeerd. Deze informatie zal in de regel kunnen worden teruggevonden in verslagen over de uitgevoerde inspecties tijdens en na het historisch hoogwater. Indien op grond hiervan moet worden geconcludeerd dat de dijk destijds voortekenen van bezwijken vertoonde mag de methode bewezen sterkte niet worden toegepast.

Ten aanzien van de vergelijking van het verloop van het historisch hoogwater met het hoogwater bij toetspeil wordt tenslotte het volgende opgemerkt. Tijdens toepassing van de methode bewezen sterkte op dijken langs de voormalige Zuiderzee (de studie 'Markermeer II' [4]) bleek het historisch hoogwater niet zondermeer het waterstandsverloop bij toetspeil te omhullen, hoewel de piekwaterstand in de historische situatie veel hoger was dan het toetspeil. Er is voor wat betreft de toetsrandvoorwaarden onderscheid te maken tussen een stormbepaald peil en een hoog meerpeil. De eerste wordt gekenmerkt door een relatief hoge piekwaterstand in combinatie met een relatief korte duur van het hoogwater, de tweede door een veel lagere piekwaterstand maar met een relatief lange duur van het hoogwater. Deze laatste is voor de toepassing van bewezen sterkte ongunstig juist vanwege zijn lange duur en daarmee de mogelijke doorwerking daarvan in de geohydrologische situatie. Door nu dit

onderscheid in de twee typen van mogelijk maatgevende hydraulische randvoorwaarden expliciet te maken (de zogenaamde gesplitste randvoorwaarden) ontstaat de mogelijkheid om voor de toets bij het stormbepaald peil, die wel volledig wordt omhuld door het historisch hoogwater, gebruik te maken van de methode bewezen sterkte. Voor de toets bij het lagere maar langer durende hoogwater kan dan vervolgens de 'normale' gedetailleerde stabiliteitstoets worden uitgevoerd, of zonedig de restbreedtemethode.

4.4 Omgaan met onzekerheden over overige gegevens

4.4.1 Inleiding

De in de regel belangrijkste overige gegevens die een rol spelen bij de bepaling van de stabiliteitsfactor voor zowel de huidige maatgevende situatie als voor de situatie ten tijde van het historisch hoogwater betreffen achtereenvolgens:

- de laagopbouw van dijk en ondergrond;
- de grondeigenschappen per laag (volumiek gewicht en schuifsterkte-eigenschappen);
- de waterspanningen in en onder de dijk;
- de bovenbelasting op de dijk.

Al deze vier typen van gegevens zijn nooit exact bekend maar omgeven met bepaalde onzekerheden. De wijze waarop daarmee bij de bepaling van stabiliteitsfactoren voor huidige en historische situatie moet worden omgegaan verschilt. Dit hangt samen met het onderscheid dat kan worden gemaakt tussen 'systematische' onzekerheden en 'niet-systematische' onzekerheden.

4.4.2 Systematische en niet-systematische onzekerheden

De veronderstelde laagopbouw van dijk en ondergrond en de veronderstelde eigenschappen van de grond binnen die lagen zijn, afhankelijk van de mate waarin kan worden beschikt over grondonderzoeksgegevens, in meer of mindere mate onzeker. Dit heeft tot gevolg dat meerdere schematiseringen mogelijk zijn. Hoe geloofwaardig of ongeloofwaardig deze schematiseringen nu ook zijn, aangenomen mag worden dat de werkelijke laagopbouw en laageigenschappen tijdens de historische situatie en de huidige maatgevende situatie niet wezenlijk verschillend zal zijn, al dient uiteraard wel te worden nagegaan of er mogelijk processen zijn geweest die veranderingen teweeg hebben kunnen gebracht (zoals bijvoorbeeld vertering van veen rond of boven de freatische waterstand). Er is daarmee sprake van een systematische onzekerheid. Dit houdt in dat als de methode bewezen sterkte wordt toegepast, er bij de analyse van de historische situatie in beginsel van uit kan worden gegaan, dat de schematisering van de laagopbouw dezelfde moet zijn als aangenomen bij de analyse van de huidige maatgevende situatie.

De waterspanningen in en onder de dijk en de bovenbelasting op de dijk zijn eveneens omgeven met een zekere mate van onzekerheid. Voor de waterspanningen geldt dat soms kleine veranderingen binnen het invloedsgebied van de dijk, die wellicht niet eens als belangrijk onderkend worden, oorzaak kunnen zijn van relatief grote verschillen tussen de responskarakteristiek in de historische en huidige situatie. Dit invloedsgebied kan, waar het de waterspanningen in een watervoerende laag onder de dijk betreft, kilometers groot zijn. Voorts kan ook neerslag in de periode voor en tijdens het hoogwater een aanzienlijke invloed hebben. De onzekerheid ten aanzien van waterspanningen bestaat derhalve deels uit een systematische en deels uit een niet-systematische component. Daarmee wordt het denkbaar dat de dijk misschien wel is blijven staan omdat de situatie voor wat betreft heersende waterspanningen destijds aanmerkelijk gunstiger is geweest dan waarop bij de beoordeling voor de huidige maatgevende situatie moet worden gerekend.

De bovenbelastingen op de dijk tenslotte zijn te beschouwen als niet-systematisch. Dit houdt in dat ervan moet worden uitgegaan dat deze belasting in iedere situatie anders kan zijn.

4.4.3 Afdekken van onzekerheden

De gangbare werkwijze bij de beoordeling van de waterkerende veiligheid van een dijk komt er op neer dat op basis van beschikbare informatie, en de (gebieds)ervaring en inzichten van de adviseur, ten aanzien van alle relevante gegevens een meer of minder veilige schematisering wordt vastgesteld. Deze veilige of conservatieve schematisering vormt vervolgens mede het uitgangspunt voor bijvoorbeeld de beoordeling van de stabiliteit van de dijk.

Een voor de hand liggende fout is dat deze aanpak ook wordt toegepast bij de berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie. In dat geval echter voldoet deze aanpak niet meer. Zoals immers al aangegeven moet worden aangenomen dat de situatie ten aanzien van bepaalde relevante gegevens toen best wel eens gunstiger kan zijn geweest dan voor de huidige maatgevende situatie veiligheidshalve moet worden aangenomen. Het praktische gevolg hiervan is dat niet-systematische onzekerheden moeten worden afgedekt door bij de stabiliteitsanalyse van de historische situatie uit te gaan van voor de stabiliteit gunstige schematiseringen. Dit is dus tegengesteld aan de manier waarop normaliter onzekerheden worden afgedekt.

Deze benadering met voor de stabiliteit gunstige schematiseringen voor de historische situatie leidt uiteraard tot een 'hoge' waarde van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie $\gamma_{stab,his}$, en daarmee tot een 'lage' waarde en dus veilige inschatting voor de correctiefactor γ_{cor} .

Het hier beschreven principe van veilig schematiseren in zowel toetsituatie als historische belastingsituatie is in tabel 4.1 meer veralgemeniseerd weergegeven.

Tabel 4.1: Afdekken niet-systematische onzekerheden in de toetsituatie en historische situatie

	Toets- of Ontwerpomstandigheden (Toetspeil of MHW)	Historische omstandigheden (overleefde hoogwaters)
Belasting	Meenemen, tenzij uit te sluiten	Niet meenemen, tenzij te garanderen
Sterkte	Niet meenemen, tenzij te garanderen	Meenemen, tenzij uit te sluiten
Veilige schematisering	Pessimistische schematisering	Optimistische schematisering

Een bijkomend gevolg van de aanwezigheid van niet-systematische onzekerheden, en de wijze waarop die moeten worden afgedekt, is dat ook systematische onzekerheden niet langer op voorhand op een veilige manier worden afgedekt met een conservatieve schematisering. Een conservatieve schematisering van bijvoorbeeld de laagopbouw is weliswaar veilig bij toepassing van de standaardwijze van beoordelen van de huidige maatgevende situatie, maar is dit niet noodzakelijk meer wanneer de historische situatie bij de beoordeling wordt betrokken. Het is immers mogelijk dat een minder conservatieve inschatting van de laagopbouw harder doorwerkt in de verlaging van de correctiefactor dan in de verhoging van de stabiliteitsfactor voor de huidige maatgevende situatie.

Een praktische werkwijze om dit type onzekerheid af te dekken is uit te gaan van verschillende mogelijke scenario's. Dit houdt in dat de bewezen sterkte analyse voor verschillende denkbare scenario's wordt uitgevoerd, en dat vervolgens de voor het bewijs meest ongunstige, maar redelijkerwijs niet uit te sluiten scenario veiligheidshalve voor waar wordt aangenomen. Indien dit tot een onbevredigend resultaat leidt zou een vervolgstap in het bewezen sterkte onderzoek kunnen zijn dat aanvullend grondonderzoek wordt uitgevoerd om zo'n scenario (met grote betrouwbaarheid) te kunnen uitsluiten.

In onderstaande tabel is voor de vier beschouwde typen van gegevens het type onzekerheid weergegeven, alsmede de wijze waarop daarmee moet worden omgegaan om deze onzekerheid voldoende af te dekken. Direct onder de tabel is per gegevenstype een nadere toelichting gegeven.

Tabel 4.2: Afdekken van onzekerheden bij correctiefactor aanpak

Gegevenstype	Type onzekerheid	Wijze van afdekken van onzekerheid
laagopbouw	systematisch	scenario-aanpak
laageigenschappen	systematisch	scenario-aanpak

waterspanningen	deels systematisch / deels niet-systematisch	combinatie van scenario-aanpak en optimistische schematisering historische situatie
bovenbelasting	niet-systematisch	optimistische schematisering historische situatie

Onzekerheden betreffende laagopbouw

Onzekerheden betreffende laagopbouw zijn te beschouwen als systematisch en kunnen dus worden afgedekt door middel van de scenario-aanpak. Een praktische benadering is naast de bestaande conservatieve schematisering ook een 'gemiddelde' en een 'optimistische' schematisering vast te stellen waarop de bewezen sterkte methode wordt toegepast. Naar aanleiding van de resultaten voor de verschillende scenario's kan vervolgens worden besloten het ongunstigste scenario te accepteren, dan wel te proberen deze door middel van daarop gericht grondonderzoek te elimineren.

Voor de duidelijkheid wordt opgemerkt dat het vastgestelde maatgevende scenario voor toepassing van de methode bewezen sterkte, als dit een op zich optimistisch scenario is, mogelijk tot direct een voldoende resultaat zal leiden wanneer dat scenario wordt onderworpen aan de standaard beoordeling voor de huidige maatgevende situatie. Het spreekt vanzelf dat een dergelijke 'uitwisseling' tussen de twee aanpakken niet de bedoeling is. De methode bewezen sterkte is gebaseerd op een relatieve beoordeling van de veiligheid: de stabiliteitsfactor voor de huidige maatgevende situatie moet met voldoende waarschijnlijkheid tenminste een factor $\gamma_n \gamma_d$ groter zijn dan de stabiliteitsfactor voor een overleefde historische situatie waarin de belastingen vergelijkbaar of ongunstiger waren. Aan de andere kant is de standaard beoordeling een absolute beoordeling: de berekende stabiliteitsfactor voor de huidige maatgevende situatie moet namelijk groter zijn dan $\gamma_n \gamma_d$.

Onzekerheden betreffende laageigenschappen

Voor wat betreft de onzekerheid ten aanzien van de grondeigenschappen per laag geldt precies hetzelfde als voor laagopbouw van dijk en ondergrond: het verschil tussen historische en huidige situatie is normaal gesproken te verwaarlozen, al zal ook dit uitgangspunt ledere keer geverifieerd dienen te worden. Dit houdt in dat in beginsel ook voor het volumegewicht en de schuifsterkte het effect van onzekerheden middels een scenarioaanpak in kaart moet worden gebracht, en zondig in voldoende mate moet worden afgedekt.

Echter in beginsel. Het onderliggende idee van de methode bewezen sterkte is namelijk dat de tegenstelling tussen enerzijds een te lage stabiliteitsfactor en anderzijds de constatering dat de dijk toch is blijven staan, uitsluitend kan zijn veroorzaakt door een onderschatting van de schuifsterkte van de grond, wanneer alle overige onzekerheden die een rol spelen in voldoende mate worden afgedekt. Daarmee is de berekende correctiefactor te beschouwen als een impliciete opwaardering van de schuifsterkte, en hoeft de onzekerheid ten aanzien van de schuifsterkte niet nader in beschouwing te worden genomen door deze mee te nemen in de scenario-aanpak.

Tenslotte wordt opgemerkt dat het in principe mogelijk is de impliciete opwaardering van de schuifsterkte expliciet te maken, door terug te rekenen welke schuifsterkte nodig is om de opgewaardeerde stabiliteitsfactor te vinden (dit kan bijvoorbeeld wenselijk zijn indien de informatie uit een veilig gekeerd historisch hoogwater wordt gebruikt om de ontwerpberekeningen van een dijkversterking aan te scherpen). Indien een schuifvlak door gelaagde grond gaat begint echter de vraag een rol te spelen welke verdeling van de mate van opwaardering over de verschillende lagen de juiste is. Een evenredige opwaardering is uiteraard slechts een van de vele mogelijkheden en in veel gevallen waarschijnlijk onjuist. Een generiek recept voor hoe hiermee om te gaan is op dit moment nog niet voorhanden.

Onzekerheden betreffende waterspanningen

De onzekerheden betreffende waterspanningen worden in beginsel opgevat als niet-systematische onzekerheden. Deze opvatting behoeft nuancering omdat de geohydrologische respons van de dijk en de ondergrond op variaties van de buitenwaterstand, hetgeen in belangrijke mate bepalend kan zijn voor de optredende waterspanningen, een in beginsel systematische onzekerheid is. Toevallige effecten, zoals invloed van neerslag, zijn zonder meer niet-systematisch.

Een belangrijke reden om onzekerheden betreffende de geohydrologische respons in beginsel toch als min of meer niet-systematisch op te vatten is dat kleine veranderingen, zowel binnen het beoordelingsprofiel als ook daarbuiten, grote invloed kunnen hebben op de geohydrologische respons. Denk bijvoorbeeld aan de invloed van structuurvorming in de afdekkende kleilaag, het dempen, graven of uitdiepen van een kwelsloot, het optreden van zettingen, baggerwerkzaamheden in het voorland van de dijk etc. Het zal in de meeste gevallen erg moeilijk zijn om met voldoende zekerheid uit te sluiten dat er bij de inventarisatie van verschillen tussen de historische situatie en huidige situatie geen enkele (uit oogpunt van waterspanningen) mogelijk belangrijke verandering is gemist.

Vanwege deze deels bekende maar deels ook onbekende veranderingen die invloed hebben op de geohydrologische respons, dient de schematisering van het waterspanningsbeeld in de historische situatie veiligheidshalve te worden gebaseerd op optimistische in plaats van conservatieve uitgangspunten ten aanzien van de geohydrologische respons. Dit betekent dat bij het bepalen van de waterspanningen in de historische situatie, aan de hand van de geohydrologische configuratie van de dijk, moet worden nagegaan op welke punten die configuratie vroeger mogelijk gunstiger kan zijn geweest dan voor de toekomst moet worden aangenomen. Dit betekent bijvoorbeeld eveneens dat voor de analyse van de historische situatie ook de aanname van een conservatieve stationaire berekening kritisch moet worden bekeken en dat zonodig uitgegaan moet worden van instationaire rekenmodellen. Deze werkwijze heeft uiteraard een negatief effect op de correctiefactor.

Een uitzondering kan worden gemaakt voor die gevallen waarin heel weinig bekend is over de geohydrologische systematiek van de dijk. Voor de toetsing zal men dan geneigd zijn alle mogelijke duidelijk verschillende scenario's te beschouwen en het ongunstigste scenario als uitgangspunt voor de toetsing te nemen. Het is niet reëel om dan, ten behoeve van de bewezen sterkte analyse, voor de historische situatie uit te gaan van het meest gunstige scenario. In dat geval verdient het aanbeveling om de bewezen sterkte analyse te baseren op het doorrekenen van de verschillende scenario's, conform de beschreven werkwijze bij onzekerheden over de ondergrondopbouw. Wel moet binnen de scenario's weer nauwgezet gekeken worden naar mogelijke detailverschillen tussen historische en toekomstige situatie.

Bij de schematisering van de waterspanningen spelen daarnaast ook andere, min of meer onvoorspelbare, componenten een rol, waarbij met name wordt gedacht aan de cumulatieve invloed van voorafgaande neerslag op de ontwikkeling van de freatische lijn. Indien er weinig of geen informatie te vinden is over de opgetreden neerslag in de periode voorafgaand aan het historisch hoogwater moet veiligheidshalve worden aangenomen dat er geen of nauwelijks neerslag is geweest. Als indicatie kan worden aangehouden dat variaties van de freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn als gevolg van normale (niet extreme) neerslagvariëaties $\pm 0,25$ m (ten opzichte van gemiddeld) kunnen bedragen. Dat impliceert dat voor de freatische waterspanningen in de historische situatie uitgegaan zou moeten worden van een freatische stijghoogte ter plaatse van de binnenkruinlijn die circa 0,5 m lager ligt dan aangenomen wordt voor de toetsituatie. Ook dit heeft een negatief effect op de correctiefactor.

Voor aanwijzingen over de schematisering van waterspanningen wordt verwezen naar het 'Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken' [16]. Deze aanwijzingen zullen toegespitst zijn op de gangbare werkwijze van voldoende conservatief schematiseren van het waterspanningsbeeld. Op welke manier nu een voldoende optimistische schematisering van de historische situatie moet worden gemaakt kan onmogelijk in de vorm van een generiek recept worden beschreven. Hierbij zal dus noodzakelijk de ervaring en het inzicht van de adviseur een belangrijke rol spelen.

Onzekerheden betreffende bovenbelasting

Volgens de huidige regels moet bij de beoordeling van de stabiliteit van een dijk rekening worden gehouden met een bovenbelasting van 13 kN/m^2 over een strookbreedte van 2,5 meter. Veiligheidshalve moet er bij de analyse van de historische situatie van uit worden gegaan dat er geen bovenbelasting aanwezig is geweest. Ook dit uitgangspunt heeft een ongunstig effect op de berekende waarde van de correctiefactor.

4.5 Praktische uitwerking van de correctiefactoraanpak

De praktische uitwerking van de correctiefactoraanpak bestaat uit drie stappen, namelijk:

1. Berekening van de stabiliteitsfactor voor de huidige toetssituatie.
2. Berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie, en daarmee de correctiefactor.
3. Toets van de gecorrigeerde stabiliteitsfactor.

Deze stappen worden in deze paragraaf in meer praktische zin toegelicht. Tenslotte worden enkele belangrijke kanttekeningen bij de correctiefactoraanpak geplaatst en toegelicht.

4.5.1 Berekening van de stabiliteitsfactor voor de huidige toetssituatie

De stabiliteitsfactor voor de huidige toetssituatie $\gamma_{stab,0}$ is in deze methode dezelfde stabiliteitsfactor die zou worden berekend indien wordt getoetst volgens de vigerende toetsmethode (dus zonder het meenemen van overleefde historische hoogwaters) en uitgaande van de in het kader van de toetsing vastgestelde veilige wijze van schematiseren van de te beoordelen situatie. De volgende elementen dienen in de schematisering te worden vastgesteld:

- Geometrie van dijk, voorland en achterland;
- Laagopbouw en laageigenschappen in de dijk en ondergrond;
- Verloop van de waterspanningen bij beschouwde buitenwaterstand, rekening houdend met alle hierop van invloed zijnde factoren (polderpeil, neerslag, restwaterspanningen uit versterkingswerkzaamheden, etc.);
- Eventueel bijkomende belastingen: verkeer, ijsbelasting, etc.

Bij de bepaling van de karakteristieke waarden van de geotechnische parameters moet rekening worden gehouden met het volgende gegevens:

- Geologische en andere achtergrondinformatie zoals gegevens uit voorgaande projecten;
- De variabiliteit in de gemeten waarden en aanvullende relevante informatie uit bijvoorbeeld bestaande kennis en ervaring;
- De omvang van het veld- en laboratoriumonderzoek;
- De omvang van de zone binnen de grondconstructie die samenhangt met het beschouwde bezwijkmechanisme;
- De mate waarin herverdeling van belastingen in de grondconstructie van 'zwakke' naar 'sterkere' gedeelten mogelijk is.

Voor het rekenkundig recept voor berekening van karakteristieke waarden van geotechnische parameters wordt verwezen naar bijvoorbeeld het 'Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies' [3].

4.5.2 Berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie

Bij de berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie $\gamma_{stab,his}$ dient rekening te worden gehouden met de eerder in paragraaf 4.4 genoemde onzekerheden die specifiek bij bewezen sterkte aanpakken een rol spelen.

Binnen de bepaling van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie kunnen de volgende drie substappen worden onderscheiden:

- 2.1 Inventarisatie van de 'kansrijke' hoogwaters en verzamelen van aanvullende informatie over de situatie ten tijde van deze hoogwaters.
- 2.2 Het op basis van deze informatie opstellen van een veilige schematisering van de historische situatie.
- 2.3 Berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie $\gamma_{stab,his}$.

Stap 2.1 Verzamelen historische informatie

De kans op succesvolle toepassing van bewezen sterkte wordt in sterke mate bepaald door de beschikbaarheid en betrouwbaarheid van historische informatie. In zijn algemeenheid geldt dat naarmate er meer en betrouwbaarder informatie is, er een grotere kans is dat met succes een bewezen sterkte aanpak kan worden gevolgd.

Binnen het proces van verzamelen en beoordelen van informatie over in het verleden opgetreden hoogwaters voor beoordeling middels bewezen sterkte kan de volgende werkwijze worden gevolgd:

- inventarisatie van in het verleden opgetreden hoogwaters inclusief belangrijkste kenmerken;
- inventarisatie van in het verleden uitgevoerde reconstructies van de dijk;
- ordenen van de opgetreden hoogwaters naar perioden tussen reconstructies;
- keuze van de meest 'kansrijke' hoogwaters voor bewezen sterkte;
- verzamelen en beoordelen van zoveel mogelijk beschikbare relevante informatie over deze hoogwaters.

De resultaten van de eerste drie stappen kunnen worden samengevat in een tabel. Een voorbeeld daarvan uit de praktijk (voormalige Zuiderzeedijken) is gegeven in tabel 4.3.

Tabel 4.3: Inventarisatie overleefde hoogwaters, boven Toetspeil of MHW

Periode	HW	Datum	Piekwaterstand t.o.v. Toetspeil of MHW	Hoogwater zonder schade / bezwijken doorstaan
Voor storm van 1916	1	1916	+1,14 m	nee
Na verzwaring 1916 - 1922	2	1921	+0,64 m	ja
	3	1925	+0,10 m	ja
	4	1928	+0,79 m	ja

Nadat de opgetreden hoogwaters en de belangrijkste kenmerken daarvan zijn verzameld en geordend, kan een keuze worden gemaakt van de meest kansrijke hoogwaters voor de bewezen sterkte beoordeling. Voor de dijk van de voorbeeldgegevens in tabel 4.3 zou dit logischerwijs in eerste instantie leiden tot een keuze voor nadere beschouwing van het hoogwater van 1928. De piekwaterstand van 1916 was weliswaar hoger, maar is veel minder bruikbaar omdat deze plaatsvond voor de laatste verzwaring (waardoor de situatie waarschijnlijk veel minder vergelijkbaar is met de huidige situatie), en bovendien heeft geleid tot schade en zelfs bezwijken van de dijk.

Nadat een keuze is gemaakt voor het nader te beschouwen hoogwater, dient hiervan, zoveel als redelijkerwijs mogelijk, aanvullende relevante informatie te worden verzameld. Belangrijk aspect daarbij is dat op dat moment de informatie niet meer op het niveau van 'de dijk' maar op het niveau van representatieve profielen van dijkstrekkingen met een lengte van ten hoogste enkele honderden meters moet worden verzameld. Het doel van het verzamelen van deze informatie is te kunnen beoordelen of, en zo ja in hoeverre, de situatie ten tijde van de historische hoogwaters afwijkt van de situatie die voor de huidige ontwerpsituatie moet worden aangenomen.

Voor een gekozen historisch hoogwater kan per representatief profiel de relevante informatie wederom worden samengevat. Een opzet van zo'n verzameltabel is gegeven in tabel 4.4.

Omdat het belang van de verschillende typen relevante gegevens voor de beoordeling van de bewezen sterkte verschillend is, wordt aan de betrouwbaarheid van de bron waaraan deze gegevens worden ontleend verschillende eisen gesteld. In de tabel is tussen haakjes aangegeven aan welke betrouwbaarheidsklasse de verschillende typen gegevens moeten voldoen om direct, zonder terughoudendheid, in de beoordeling van de bewezen sterkte te mogen worden gebruikt.

Indien een deel van de benodigde informatie niet beschikbaar is, of niet voldoet aan de gestelde betrouwbaarheidseisen, dan dienen op die punten in de schematisering van de historische situatie veilige aannamen te worden gedaan.

In een aantal gevallen zal op basis van de verzamelde informatie al vrij snel duidelijk worden dat een verdere uitwerking van het bewezen sterkte spoor weinig zinvol is. Twee evidente gevallen zijn:

- de dijk heeft destijds significante schade gehad, waarbij samenhang met de te beoordelen mechanismen niet is uit te sluiten;
- de sterkte van dijk is na het beschouwde hoogwater verminderd door belangrijke wijzigingen in vooroever, achterland of de dijk zelf.

Opgemerkt wordt dat in deze gevallen er theoretisch geen enkel bezwaar is om het bewezen sterkte spoor verder te volgen, mits de grote geaccepteerde onzekerheden op een correcte wijze worden verdisconteerd. In vrijwel alle gevallen zal dit dan echter leiden tot de conclusie, dat een opwaardering van de veiligheid op grond van bewezen sterkte niet mogelijk is.

Tabel 4.4: Verzameltabel informatie per profiel en per overleefd hoogwater

Hoogwater d.d. ... / Profiel ...		Gegevens	Bron ¹⁾
Hydraulische omstandigheden	Buitenwaterstand (waterstandsverlooplijn)		(1)
	Overige (polderpeil, neerslag, consolidatie, etc)		(2)
Overige belastingen	Verkeer, ijs, etc.		(3)
Geometrie	Achterland		(1)
	Dijk		(1)
	Voorland		(1)
Laagopbouw en -eigenschappen	Achterland		(1)
	Dijk		(1)
	Vooroever		(1)
Schadebeelden			(1)
<p>¹⁾ Per gegevenstype wordt de tussen haakjes vermelde betrouwbaarheidseis gesteld. Daarbij worden de volgende drie betrouwbaarheidsklassen onderscheiden:</p> <ul style="list-style-type: none"> • klasse (1): officiële bron*, of 2 onafhankelijke bronnen van klasse 2; • klasse (2): onofficiële bron, schriftelijk vastgelegd; • klasse (3): indirecte informatie, schriftelijk vastgelegd. <p>* Hiermee is bedoeld publicatie door een "officiële" instantie zoals bijvoorbeeld rijkswaterstaat, provincie, waterschap of een wetenschappelijk instituut.</p>			

De relevantie van de in de tabel vermelde informatie is hierna per gegevenstype toegelicht.

Hydraulische omstandigheden

Optredende waterspanningen bepalen in belangrijke mate de stabiliteit van een dijk. In de regel zullen de optredende waterspanningen ten tijde van het historisch hoogwater niet bekend zijn. Om die reden moet daarvan een inschatting worden gemaakt op basis van de wel voorhanden zijnde gegevens. Daarbij speelt niet alleen de gerealiseerde piekwaterstand een rol, maar moet rekening worden gehouden met alle van invloed zijnde hydraulische omstandigheden. Als belangrijkste kunnen worden genoemd de duur van het hoogwater of eigenlijk het verloop daarvan in de tijd, het polderpeil, neerslag en eventuele restwaterspanningen uit versterkingswerkzaamheden.

Overige belastingen

Voor wat betreft overige, bijkomende belastingen kan worden gedacht aan belastingen door ijs, verkeer, zandzakken op of achter de dijk etc.

Geometrie

Belangrijk aspect is uiteraard de destijds aanwezige ligging en vorm van de dijk binnen de begrenzingen van de invloedszones. Uit een vergelijking van het destijds aanwezige profiel met het huidige profiel moet worden vastgesteld of en zo ja welke geometrieveranderingen de dijk binnen het invloedsgebied sinds het opgetreden hoogwater heeft ondergaan. Hierbij moet worden gedacht aan:

- mogelijke veranderingen in het achterland door natuurlijke processen zoals klink en oxidatie, of door menselijk ingrijpen zoals ontgravingen, ophogingen en het verleggen of verdiepen van sloten;
- mogelijke veranderingen in het voorland, waarbij in verband met eventuele ontgravingen of baggerwerkzaamheden nadrukkelijk ook moet worden gedacht aan de effecten daarvan op de intree weerstand;
- eventuele veranderingen van de dijk zelf, wederom door zowel natuurlijke processen als door menselijke ingrepen zoals bijvoorbeeld de verbreding van berm of kruin in verband met aanleg of verbreding van een weg.

Bovenstaande maakt duidelijk dat alleen een vergelijking van de historische dijkprofielen met de huidige profielen onvoldoende is. Ook eventuele veranderingen in het invloedsgebied achter en voor de dijk, welke zich zelfs tot buiten de keurgrenzen kunnen uitstrekken, dienen te worden beschouwd. Bij de beoordeling van de beschikbare informatie kan uiteraard wel rekening worden gehouden met de relevantie hiervan voor het beschouwde mechanisme.

In gebieden met bebouwing in, op of kort achter de dijk is veelal sprake van veel variatie van de situatie over korte afstanden. Het is daarmee de vraag of een bewezen sterkte aanpak in die gevallen wel zinvol is. Geadviseerd wordt in dergelijke situaties extra zorgvuldigheid te betrachten bij toepassing van de methode.

Laagopbouw en -eigenschappen

De laagopbouw en laageigenschappen kunnen in beginsel als onveranderlijk worden opgevat. Dit houdt in dat als deze gegevens voor de huidige situatie reeds zijn vastgesteld deze voor de analyse van de historische situatie kunnen worden overgenomen. Niettemin moet wel worden nagegaan of er redenen zijn te vermoeden dat er mogelijk wel significante veranderingen zijn opgetreden. De laagopbouw zal waarschijnlijk alleen door reconstructiewerkzaamheden kunnen zijn beïnvloed. Grondeigenschappen per laag kunnen mogelijk in de tijd verbeteren maar ook verslechteren, bijvoorbeeld ten gevolge van veranderd waterbeheer, bemesting en bemaling. Met name slappe lagen zoals humeuze klei en veen kunnen met verloop van tijd een achteruitgang van sterkte-eigenschappen ondergaan ten gevolge van verdroging.

Schadebeelden

Informatie uit uitgevoerde inspecties tijdens en na het opgetreden hoogwater moeten informatie geven over de wijze waarop het hoogwater destijds is gekeerd ofwel antwoord geven op de vraag of de dijk het hoogwater zonder enig voorteken van mogelijk bezwijken heeft gekeerd danwel of die voortekenen er wel waren. Belangrijk aandachtspunt daarbij is dat moet worden nagegaan of het mogelijk optreden van bepaalde mechanismen destijds wel is onderkend. In verband met binnenwaartse macrostabiliteit moet in dit verband worden gedacht aan het eventuele optreden van oprijfsituaties.

Stap 2.2 Opstellen veilige schematisering van de historische situatie

Op basis van de verzamelde informatie over het beschouwde hoogwater en de eventuele ingrepen binnen het invloedsgebied in de periode tussen het hoogwater en nu, dient een veilige schematisering van de situatie tijdens het hoogwater te worden opgesteld. Daarbij kunnen dezelfde elementen worden onderscheiden als bij de schematisering van de toetsituatie:

- Geometrie van dijk, voorland en achterland;
- Laagopbouw en laageigenschappen in de dijk en ondergrond;
- Verloop van de waterspanningen bij beschouwde buitenwaterstand, rekening houdend met alle hierop van invloed zijnde factoren (polderpeil, neerslag, restwaterspanningen uit versterkingswerkzaamheden, etc.);
- Eventueel bijkomende belastingen: verkeer, ijsbelasting, etc.

Net als bij de schematisering van de toetsituatie kunnen onzekerheden over de situatie tijdens het historisch hoogwater worden verwerkt door middel van veilige aannamen waarbij 'engineering judgement' een belangrijke rol speelt. Belangrijk verschil is dus echter dat dit met het oog op een 'veilig' bewijs een optimistische schematisering dient te zijn (de omstandigheden konden in de historische situatie toevallig gunstiger zijn dan wat normaal gesproken wordt verwacht, terwijl bij de schematisering van de toetsituatie er van uit moet worden uitgegaan dat de situatie ongunstiger is dan wat normaal gesproken wordt verwacht). Onzekerheden over bijvoorbeeld de initiële waterspanningen tijdens het historisch hoogwater worden dus bijvoorbeeld afgedekt door te veronderstellen dat deze aan de onderkant zaten van de range waarbinnen verwacht wordt dat ze daadwerkelijk hebben gezeten.

De wijze waarop onzekerheden in de schematisering van de toetsituatie en de historische situatie moeten worden afgedekt is al eerder in tabel 4.1 meer veralgemeniseerd weergegeven.

Bij het opstellen van de veilige schematiseringen voor de historische situatie volgens het in de tabel weergegeven principe, kan onderscheid worden gemaakt tussen *onveranderlijke* en *veranderlijke* gegevens. Dit hangt direct samen met het in paragraaf 4.4.2 reeds beschreven onderscheid tussen respectievelijk systematische en niet-systematische onzekerheden.

Met name laagopbouw en bijbehorende laageigenschappen kunnen in de regel als onveranderlijke gegevens worden opgevat. Er zullen weliswaar altijd onzekerheden zijn over de precieze laagopbouw en sterkte-eigenschappen, maar meestal kan redelijkerwijs worden aangenomen dat deze onzekerheid systematisch is, en dus dat de daadwerkelijke laagopbouw en sterkte-eigenschappen in de huidige situatie en historische situatie hetzelfde zijn. Uitgangspunt is daarmee dat de conservatieve schematisering van de toetsituatie in beginsel kan worden overgenomen voor de beoordeling van de historische situatie. In aanvulling daarop dient dan nog wel te worden gecontroleerd of een 'realistische' of zelfs optimistische inschatting van laagopbouw en sterkte-eigenschappen mogelijk maatgevend (ofwel ongunstiger) zijn voor de bewezen sterkte. Binnen deze scenario's dienen de overige onzekerheden vervolgens nog steeds op bovenbeschreven wijze te worden meegenomen: vergelijking van een pessimistische benadering voor toetsomstandigheden met een optimistische benadering voor historische omstandigheden.

Deze 'scenarioaanpak' kan ook worden toegepast om onzekerheden ten aanzien van de systematische waterspanningrespons in de ondergrond ter plaatse van de dijk en het achterland op het verloop van de buitenwaterstand te elimineren. In dat geval is echter heel nadrukkelijk voorzichtigheid en zorgvuldigheid geboden om de volgende redenen:

- In tegenstelling tot bijvoorbeeld geometriewijzigingen in de dijk zelf zijn mogelijke veranderingen binnen het invloedsgebied van de dijk met betrekking tot de waterspanningrespons veel minder goed met voldoende zekerheid na te gaan. Het invloedsgebied is immers groter dan het bij toetsing normaal gesproken beschouwde profiel. Bovendien is de onzekerheid over de effecten van eventuele veranderingen binnen het invloedsgebied relatief groot. Dit heeft tot gevolg dat alleen van een systematische waterspanningrespons op het verloop van het buitenwater mag worden uitgegaan, en dus op dit punt een scenarioaanpak mag worden gevolgd, indien men er van overtuigd is dat er geen ongunstige wijzigingen binnen het invloedsgebied hebben plaatsgevonden, en binnen de toets- of ontwerpperiode nog zullen plaatsvinden zonder dat de gevolgen daarvan in kaart worden gebracht.
- De onzekerheid ten aanzien van de waterspanningrespons op het verloop van het buitenwater is ook in absolute zin, gegeven een bepaald scenario, relatief groot. Dientengevolge is de schematisering ten behoeve van de toetsing vaak nogal conservatief. In sommige gevallen wordt bij toetsing bijvoorbeeld uitgegaan van de stationaire situatie bij Toetspeil omdat er onvoldoende zekerheid is over de daadwerkelijk aanwezige (intree)weerstand om met een instationaire berekening iets te kunnen bereiken. Omdat de berekende stabiliteitsfactor sterk kan variëren afhankelijk van de veronderstelde waterspanningrespons is een gedegen uitwerking van de scenarioaanpak op dit punt noodzakelijk. Daarbij dient gebruik te worden gemaakt van instationaire berekeningen.

Indien de scenarioaanpak voor de waterspanningrespons op de buitenwaterstand niet kan worden toegepast dient deze te worden beschouwd als een veranderlijk gegeven en dient dus van een niet-systematische onzekerheid te worden uitgegaan. Dit betekent bijvoorbeeld dat voor de historische situatie moet worden uitgegaan van een mogelijk veel hogere intreeweerstand dan waarvoor voor de toets situatie veiligheidshalve wordt uitgegaan. Dit is gunstig voor de berekende stabiliteitsfactor voor de historische situatie, en daarmee uiteraard ongunstig voor het bewijs omdat het tot een lage correctiefactor leidt.

Naast de respons op de buitenwaterstand dient met betrekking tot waterspanningen ook rekening te worden gehouden met een altijd aanwezige randomcomponent in verband met toevallig aanwezige waterspanningen als gevolg van hydraulische omstandigheden in de periode voor het hoogwater, effect van golfploop en -overslag, neerslag, onbekende polderpeilfluctuaties etc., welke mogelijk in de historische situatie minder ongunstig waren dan waarvoor voor de toets situatie moet worden uitgegaan.

4.5.3 Toets van de gecorrigeerde stabiliteitsfactor

Uitgaande van de vastgestelde 'veilige' schematisering van de historische situatie kan ook hiervoor de stabiliteitsfactor worden berekend. Indien deze kleiner blijkt te zijn dan 1,0 kan vervolgens de correctiefactor worden berekend waarmee de stabiliteitsfactor voor de huidige situatie mag worden verhoogd. Met deze 'gecorrigeerde' stabiliteitsfactor kan tenslotte direct worden gecontroleerd of aan de in paragraaf 4.2 genoemde eis wordt voldaan. Indien dat het geval is, is de sterkte bewezen.

4.5.4 Resterende aandachtspunten

Tot slot dient met betrekking tot de concrete toepassing van de methode bewezen sterkte rekening te worden gehouden met de volgende aandachtspunten:

- Bij vergelijking van historische dwarsprofielen met actuele dwarsprofielen zal deze vergelijking altijd representatief worden verondersteld voor een dijkstrekking van zekere lengte. Zolang er sprake is van een redelijk uniforme dijkstrekking voldoet deze werkwijze. Indien echter toegepast op een dijkstrekking met veel bebouwing worden onzekerheden ten aanzien van mogelijke veranderingen in het dwarsprofiel dermate groot, dat toepassing van de methode bewezen sterkte geen bruikbare oplossing meer is.
- Met name in geval van dijken die in de periode tussen het historisch hoogwater en nu versterkingen hebben ondergaan, kan het zijn dat de ligging van de maatgevende glijcirkel aanzienlijk is gewijzigd. Indien dit tot gevolg heeft dat de dijk in de huidige maatgevende situatie zijn sterkte ontleend aan duidelijk andere lagen dan in de historische situatie het geval was, kan de methode bewezen sterkte niet worden toegepast. Als meer concrete praktische beperking wordt voorgesteld er van uit te gaan dat de horizontale ligging van de intree- en uitreepunten van de maatgevende glijcirkels als ook de ligging van de diepste punten van de maatgevend glijcirkels niet meer dan drie meter onderling mogen verschillen, voorts dat de diepste punten van de maatgevende glijcirkels in dezelfde laag gelegen dienen te zijn, en tenslotte dat de totale lengte van de glijvlakken in de diverse lagen voor de beide maatgevende cirkels niet meer dan tien procent onderling van elkaar mogen verschillen.
- Indien meerdere historisch hoogwaters zijn overleefd die vergelijkbaar zijn of hoger dan het huidige maatgevende hoogwater, dan sterkt dit de gedachte dat er van toevalligheden geen sprake meer kan zijn maar dat de dijk echt aangetoond heeft voldoende sterk te zijn. Voor de wijze waarop deze informatie op een praktische wijze in de bewezen sterkte methode kan worden meegenomen wordt verwezen naar de aanwijzingen die hiervoor zijn gegeven in bijlage B2.5.

5. LOCAAL ONDERZOEK

5.1 Introductie

Locaal grondonderzoek is een optie voor gedetailleerd toetsen, indien grondmechanische veiligheidstoetsingen, waarbij gebruik is gemaakt van globale gegevens, zoals grondeigenschappen die ontleend zijn aan regionale proevenverzamelingen, niet leiden tot goedkeuren. De onderliggende veronderstelling is dat bij gebruik van globale gegevens de schematiseringen voor de toetsanalyses conservatief gekozen zijn. Dit lijkt een redelijke veronderstelling, immers bij het kiezen van schematiseringen zal men zich tot op zekere hoogte in moeten dekken tegen het feit dat op een locatie waarvoor de toetsanalyse wordt uitgevoerd afwijkingen van het globale beeld niet uit te sluiten zijn en een ongunstige invloed kunnen hebben. Een voorbeeld hiervan is de karakteristieke schuifsterkte van grond in stabiliteitsanalyses. Indien deze ontleend wordt aan een regionale proevenverzameling, dan wordt, conform het recept in de 'Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken - deel 2' [1], rekening gehouden met ruimtelijke variatie van 'locale laaggemiddelden'. Dit betekent dat veiligheidshalve de schuifsterkte-eigenschappen zo worden vastgesteld dat het feitelijke laaggemiddelde op een willekeurige locatie tussen de meetpunten voor de proevenverzameling met 95 % kans groter is dan de karakteristieke waarde uit de proevenverzameling.

Om na te gaan welk type en welke omvang van grondonderzoek potentieel soulaas biedt zal men de verschillende schematiseringstappen die in de toetsanalyse een rol spelen moeten analyseren. Bij de toetsanalyse die niet tot goedkeuring heeft geleid is voor elk van die stappen informatie gebruikt. De hoeveelheid en kwaliteit van de beschikbare informatie kan van geval tot geval sterk verschillen. Winstkansen, door het inwinnen van informatie via lokaal grondonderzoek zijn natuurlijk het grootst wanneer de beschikbare informatie voor de toetsanalyse beperkt was of van matige kwaliteit. In dat geval is immers, als het goed is, de in acht genomen reserve bij de schematisering, om onzekerheden te verdisconteren, het grootst.

De eerste stap is het nagaan welke onzekerheidsreductie nodig is om tot een positief toetsresultaat te komen. Aan de hand hiervan is de doelstelling voor het lokale onderzoek expliciet te formuleren. Bijvoorbeeld in termen van: *locaal onderzoek moet leiden tot een karakteristieke schuifsterkte die 10 procent groter is dan de schuifsterkte waarmee de toetsanalyse is uitgevoerd. Of, lokaal onderzoek moet met een betrouwbaarheid van 0,99 de aanwezigheid van een lens met slap organische klei uitsluiten.* De volgende stap bestaat uit het vaststellen van de aard en omvang van het lokaal grondonderzoek dat nodig is om de doelstelling te realiseren en het schatten van de kans dat zulk onderzoek inderdaad leidt tot realisatie van de doelstelling. Dit laatste is doorgaans niet erg gemakkelijk, maar wel essentieel voor de kosten/batenanalyse. De verwachte besparing van lokaal grondonderzoek door een beter toetsresultaat moet immers (liefst ruim) opwegen tegen de kosten van dat grondonderzoek, inclusief het benodigde bureauwerk.

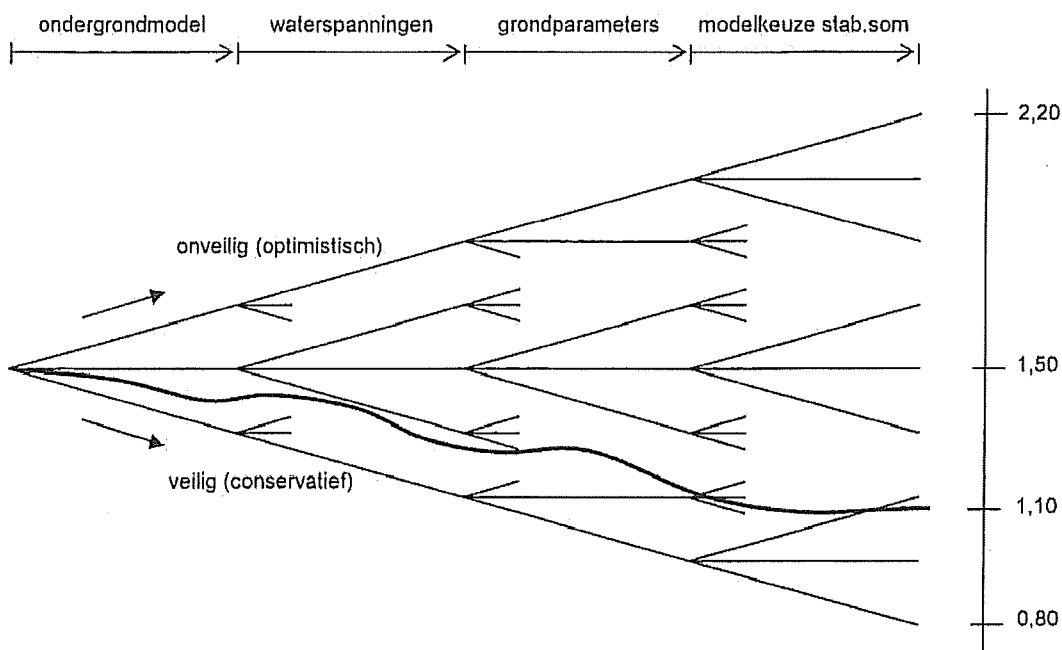
In het volgende willen we deze gedachtegang verder uitwerken. Daarbij zullen we zien dat een expliciete objectieve en kwantitatieve analyse niet altijd, of eigenlijk vaak niet, tot de mogelijkheden behoort met de huidige kennis en inzichten. Toch moeten we dan maar roeien met de riemen die we hebben om de gedachtegang zo goed als mogelijk is te concretiseren.

5.2 Schematiseringstappen op hoofdlijnen

In figuur 5.1 worden de verschillende schematiseringstappen bij de (rekenkundige) analyse van de stabiliteit van een zee-, meer- of rivierdijk weergegeven. De figuur geeft aan dat bij elke stap in deze zogenaamde 'schematiseringstrein' schematiseringkeuzen mogelijk zijn, omdat de beschikbare informatie en de 'state of the art' kennis doorgaans ruimte laten voor verschillen in interpretatie. Bij elke schematiseringstap moeten we dus kiezen voor een interpretatie van de beschikbare gegevens die conservatief kan zijn (vertakking naar beneden in de figuur), 'best guess' (vertakking horizontaal) of optimistisch (vertakking naar boven). Een mogelijke sequentie van de verschillende gemaakte keuzen wordt aangegeven door de dikke lijn. Naar goed ingenieursgebruik zal zo'n lijn voor een toets- of

ontwerpanalyse altijd gemiddeld naar beneden lopen, om onzekerheden in voldoende mate af te dekken. Wat in dit verband precies onder voldoende moet worden verstaan is overigens alleen min of meer duidelijk voor het eindresultaat. Bij een op orde zijnde dijk (die dus het toetscriterium 'voldoende' krijgt) moet de bijdrage door instabiliteit van het binnentalud aan de dijkdoorbraakkans klein zijn ten opzichte van de overschrijdingskans van de waterstanden waarop de dijk berekend moet zijn. Over de wijze waarop deze toelaatbare bijdrage gerealiseerd dient te worden, of het beste gerealiseerd kan worden, door onzekerheidsafdekkingen in de schematiseringsequentie zijn de voorschriften en richtlijnen niet eenduidig. Dit geldt in het bijzonder voor de eerste schematiseringstap, het ondergrondmodel. Voor de modellering van waterspanningen geeft het 'Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken' [16] richtlijnen. Ten aanzien van het vaststellen van grondparameters en rekenmodellen verschaffen de TAW-leidraden (Ontwerpen van Rivierdijken en Zee- en Meerdijken) richtlijnen.

Het bereik van stabiliteitsfactoren langs de verticale lijn aan de rechterkant van de figuur geeft de mogelijke spreiding in uitkomsten van, in dit geval, stabiliteitsanalyses aan als gevolg van combinaties van verschillende schematiseringkeuzen. De figuur is uiteraard alleen illustratief bedoeld. Het bereik van stabiliteitsfactoren is zuiver hypothetisch, maar stellig niet onrealistisch.



Figuur 5.1: Schematiseringstrein stabiliteitsanalyse dijken

De schematiseringstappen waarvan verwacht mag worden dat die door lokaal grondonderzoek beïnvloed kunnen worden zijn:

1. de keuze van schematisering van de opbouw van de dijk en van de ondergrond;
2. de keuze van schematisering van de waterspanningen;
3. de keuze van schematisering van de (schuif-)sterkte eigenschappen van de grond.

De keuze van het rekenmodel is natuurlijk ook een schematiseringkeuze. Die zal doorgaans echter niet worden beïnvloed door lokaal grondonderzoek evenals de schematisering van externe belastingen (voor zover die niet leiden tot bijbehorende schematisering van water(over)spanningen). De drie genoemde schematiseringstappen worden in het navolgende nader besproken.

5.3 Opbouw van dijk en ondergrond

Indien voor de toetsing al stabiliteitsanalyses zijn uitgevoerd moet hiervoor al een opbouw van dijk en ondergrond zijn gekozen. Als het goed is zal die opbouw, afhankelijk van de beschikbaarheid en betrouwbaarheid van informatie, aan de conservatieve kant gekozen zijn. Ruwweg gezegd zal, naarmate de informatie onzeker of minder betrouwbaar is, de mate van conservatisme groter (moeten) zijn en daarmee de kans op winst door lokaal grondonderzoek om tot een betere schatting van de dijk- en ondergrondopbouw toenemen.

Bij het vaststellen van, dat wil zeggen een keuze maken voor, een model van de opbouw van dijk en ondergrond voor de eerste toetsingsanalyse spelen verschillende aspecten een rol, namelijk:

- De keuze van het model van de ondergrondopbouw moet representatief zijn voor het traject van de dijk waarvoor de stabiliteitsanalyse representatief geacht wordt. Doorgaans betekent dit dat uitgegaan moet zijn van de ongunstigst mogelijke ondergrondopbouw binnen dit traject (overigens in combinatie met de opbouw van de dijk, die we nu even min of meer uniform beschouwen in het dijktraject waarvoor de analyse representatief moet zijn).
- Afhankelijk van de aard en hoeveelheid informatie die over de ondergrondopbouw beschikbaar is zullen er onzekerheden zijn over de schematisatie van de ondergrondopbouw. Globaal kunnen we twee categorieën onderscheiden, namelijk onzekerheden over de (diepte)ligging van overgangen tussen verschillende lagen en onzekerheden over het wel of niet voorkomen van lokale afwijkingen van beperkte afmeting, zoals bijvoorbeeld een lens met slap materiaal of een zandbaan, die bij het bodemonderzoek niet is opgemerkt.
- De variatie van diepteliggingen van laagovergangen wordt veelal ontleend aan 'geotechnische lengteprofielen', gebaseerd op boringen en sonderingen in één of meer langsraaien in de lengterichting van de dijk (as, eventueel ook buiten en binnen). Stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd voor doorsneden dwars op het dijktraject. De variatie van diepteliggingen van laagovergangen in zo'n doorsnede wordt, indien meerdere geotechnische lengteprofielen beschikbaar zijn, gebaseerd op interpolatie tussen de lengteprofielen. De mate waarin diepteliggingen van laagovergangen onzeker zijn is afhankelijk van de min of meer onvoorspelbare variaties ervan die in het gebied voorkomen, de onderlinge afstand tussen de (punt)metingen waarop de geotechnische profielen zijn gebaseerd en de mate waarin die puntmetingen onderling consistente informatie geven. Wanneer van één doorsnede naar een volgende een grondlaag 'verdwijnt' (op basis van het grondonderzoek in die doorsneden i.c. boringen en/of sonderingen), dan moet gegist worden naar het verloop van de die grondlaag tussen de meetpunten. Indien de schematisering plaatsvindt op basis van slechts één geotechnisch lengteprofiel is hooguit 'zachte' informatie beschikbaar over het verloop van laagovergangen in de richting dwars op het dijktraject. Onder 'zachte' informatie wordt verstaan gebiedskennis, geologische kennis, gezond verstand, etc.
- Locale afwijkingen van beperkte afmeting kunnen, afhankelijk van die afmeting en de intervallen tussen meetpunten of meetlijnen, niet opgemerkt zijn in het grondonderzoek. Toch kan de geologie van een gebied aanleiding geven tot de veronderstelling dat zulke afwijkingen er wel kunnen zijn, ook al zijn ze niet gevonden bij het grondonderzoek.
- De ondergrondopbouw is niet alleen van belang voor het identificeren en lokaliseren van mogelijke afschuifmechanismen zelf, maar ook voor het inschatten van de waterspanningsopbouw van de ondergrond, met name als die gerelateerd is aan de buitenwaterstand (de geohydrologische systeemwerking in en onder de dijk).

Aan de schematisering van dijk- en ondergrondopbouw kunnen dus nogal wat onzekerheidsaspecten zitten.

Er bestaan geen vast omschreven werkwijzen hoe met die onzekerheden dient te worden omgegaan, bij het kiezen van een veilige schematisatie. Veel gebeurt 'op het gevoel' en hangt af van subjectieve inschattingen van de geotechnisch ingenieur of de geoloog. Het 'ring'-onderzoek dat in het kader van de praktijkproef 'Bergambacht' is uitgevoerd liet grote verschillen zien tussen berekende stabiliteitsfactoren bij de verschillende ondergrondschematiseringen door een vijftal (ervaren) geotechnische adviseurs, op basis van dezelfde grondonderzoeksgegevens. Het onderzoek liet wel zien dat naarmate de hoeveelheid grondonderzoeksgegevens groter werd de verschillen afnamen.

Echter, ook bij de grote hoeveelheid grondonderzoeksgegevens die uiteindelijk beschikbaar was, en waarbij de hoeveelheid informatie die doorgaans beschikbaar is in praktijksituaties verbleekt, bleven de verschillen in uitkomsten van stabiliteitsanalyses fors, namelijk zo'n tien procent, zie 'The practical values of slope stability models' [17]. In de huidige toetspraktijk kunnen verschillen van deze omvang het verschil uitmaken tussen de toetsuitkomst 'goed' (boven elke twijfel verheven) en de toetsuitkomst 'afgekeurd' (een dijkversterking is onvermijdelijk).

Dit is een wellicht wat onthutsend beeld, dat evenwel vaak genuanceerd wordt met de (veronder)stelling dat zelfs de meest optimistische geotechnische schematiseringen doorgaans conservatief zijn en conservatiever naarmate minder betrouwbare informatie beschikbaar is. Enige aanwijzing hiervoor kan overigens wel aan genoemd ringonderzoek worden ontleend. Hierbij is in drie verschillende fasen het grondonderzoek beschikbaar gesteld, namelijk eerst 'schaars', vervolgens 'normaal' en daarna 'ruim' (d.w.z. een groot deel van alle beschikbare onderzoeksgegevens die in het kader van de praktijkproef zijn ingewonnen). Op een enkele uitzondering na vertoonden de berekende stabiliteitsfactoren een stijgende lijn toen de informatievoorziening van 'schaars' naar 'normaal' ging. Op een uitzondering na veranderden stabiliteitsfactoren weinig toen daarna nog extra informatie beschikbaar werd gesteld. Dat dus in geval van schaars onderzoek 'voorzichtig conservatief' is geschematiseerd lijkt niet onwaarschijnlijk.

Een probleem is overigens het expliciet zichtbaar maken van hoe conservatieve schattingen van de ondergrondopbouw tot stand komen. De vigerende opvatting is dat dit een proces van impliciete afwegingen is dat zich moeilijk laat omschrijven en zich derhalve ook niet leent voor min of meer eenduidige receptuur. Het is opmerkelijk dat in leidraden, normen e.d. niet of nauwelijks wordt ingegaan op de wijze waarop schematisering van de ondergrondopbouw tot stand komt. De opbouw van de ondergrond wordt hierin doorgaans als een gegeven beschouwd.

Wanneer we het proces van impliciete afwegingen proberen te expliciteren komen we al gauw op een tijdrovend proces, waarin nog steeds niet of moeilijk kwantificeerbare stappen zitten, maar dat in elk geval structuur biedt. Om de gedachten te bepalen proberen we hieronder dat proces stapsgewijs te beschrijven, ook al wordt het (althans niet zichtbaar en zeker niet in de mate van het geschetste detail) in de praktijk zo toegepast.

- Stap 1:** Begin met een ruwe schets van de ondergrondopbouw (in een lengteprofiel) zoals die blijkt uit de beschikbare informatie aannemelijk is (best guess scenario). Dat wil dus zeggen een opbouw van grondlagen die consistent is met de beschikbare metingen, sonderingen en/of boringen (de harde informatie). Selecteer hierbij één of meerdere mogelijke maatgevende dwarsdoorsneden en schematiseer binnen deze doorsneden de ondergrondopbouw, daarbij rekening houdend met de variaties die in lengterichting en in dwarsrichting kunnen voorkomen.
- Stap 2:** Vul deze schematisering aan met een voorlopige schematisering van de waterspanningen, de keuze van het rekenmodel en een eerste keuze van de grondparameters voor de stabiliteitsanalyse en maak een eerste berekeningslag.
- Stap 3:** Inventariseer vervolgens kwalitatief welke onzekerheden over de (onder)grondopbouw een rol zouden kunnen spelen. Bijvoorbeeld: laagovergangen kunnen hoger of lager liggen dan in de eerste schematisering is aangenomen, slappe grondlagen kunnen dikker of dunner uitvallen ten koste/bate van sterkere grondlagen. Er kunnen, afhankelijk van de geologie van het gebied zandbanen voorkomen (die leiden tot opdrijven) of lenzen met slap materiaal etc.
- Stap 4:** Genereer op basis van die inventarisatie verschillende scenario's van de ondergrondopbouw die nog wel steeds consistent zijn met de harde informatie, aangevuld met zachte informatie (zoals het niet kunnen uitsluiten dat er een zandbaan is of een lens met slap materiaal). Voer voor elk van die scenario's de stabiliteitsanalyse uit. Dit levert een scala aan stabiliteitsfactoren op, op basis waarvan de scenario's gerangschikt kunnen worden van optimistisch tot pessimistisch. Het idee dat bij de informatie uit een grondonderzoek meerdere scenario's van de ondergrondopbouw kunnen passen, die alle consistent zijn met de beschikbare 'harde informatie', maar qua invulling kunnen verschillen op basis van 'zachte

informatie' (geologische kennis, gebiedskennis, onzekerheden) is onder andere al voorgesteld in het kader van het onderzoek 'Probabilisme in de geotechniek' [18].

Stap 5: Hoewel moeilijk hard aantoonbaar is het aannemelijk dat de meest pessimistische scenario's conservatieve schematiseringen zijn. Vervolgens kan daarom gekeken worden naar de (on)waarschijnlijkheid van deze scenario's. Dit moet bij voorkeur kwantitatief gebeuren, maar met de huidige kennis is dat slechts in beperkte mate mogelijk. Veelal zal men dus aangewezen zijn op kwalitatieve inschattingen van de waarschijnlijkheid van de scenario's. Voor een aantal specifieke inschattingsproblemen kunnen we gebruik maken van statistische methoden, zie o.a. de publicatie 'Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansanalyse' [19] en onderstaande voorbeelden 1 en 2.

Stap 6: De scenario's waarvan de waarschijnlijkheid uiterst klein is (praktisch onmogelijk) kunnen soms à priori geëlimineerd worden. Van andere conservatieve scenario's, die dus kennelijk niet redelijkerwijs uitgesloten kunnen worden, kunnen we proberen na te gaan welke informatie nodig zou zijn om die toch met grote waarschijnlijkheid uit te kunnen sluiten. Hier ligt dus de link met toegevoegde waarde van aanvullende informatie-inwinning, waaronder aanvullend lokaal grondonderzoek.

Het resultaat is dat een aantal scenario's overblijft, gerangschikt van optimistisch naar conservatief, waarbij van alle kwalitatief of kwantitatief is vastgesteld hoe waarschijnlijk ze zijn en bij de (meest) conservatieve scenario's is nagegaan welke informatie nodig is om ze uit te kunnen sluiten. Voor een deterministisch toets- of ontwerpproces moet in principe worden uitgegaan van het meest conservatieve scenario.

Of het inwinnen van aanvullende informatie, om een conservatief scenario uit te sluiten, toegevoegde waarde biedt is in het algemeen afhankelijk van:

- de kosten van aanvullende informatie-inwinning, vaak additioneel lokaal grondonderzoek, en hiermee samenhangend;
- de kans dat dit onderzoek tot het gewenste resultaat leidt, namelijk uitsluiting van het scenario en;
- de winst die geïncasseerd kan worden wanneer het scenario daadwerkelijk kan worden uitgesloten.

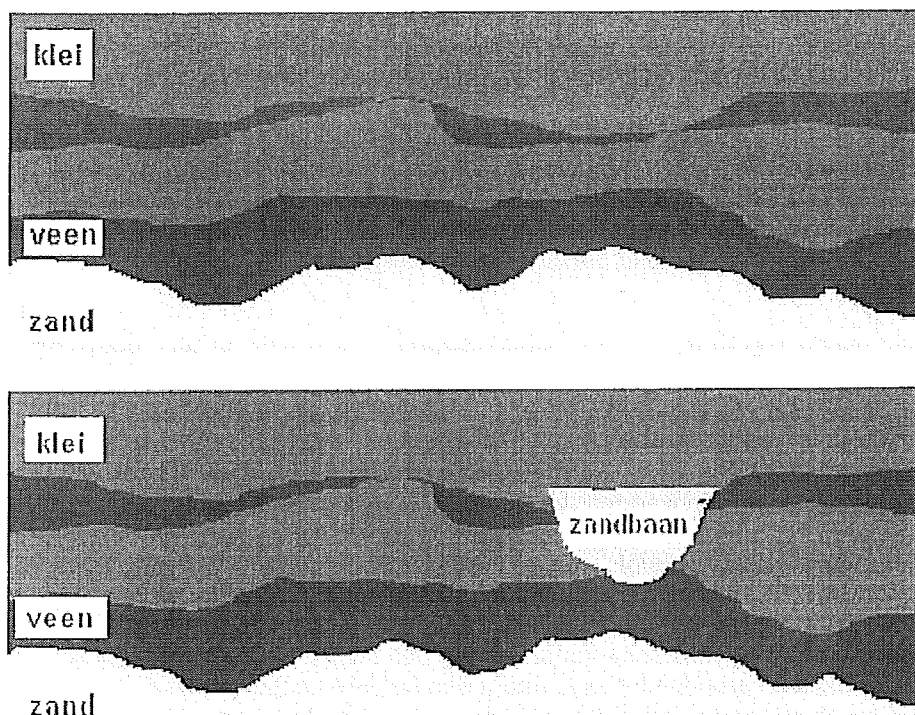
Het schatten van de kosten van aanvullende informatie-inwinning zal doorgaans weinig problemen leveren zolang de informatiebehoefte is gespecificeerd. Met de kans dat dit leidt tot uitsluiting van het scenario ligt dat moeilijker; veelal zal men zijn aangewezen op expert judgement. Voor specifieke omstandigheden is met behulp van Bayesiaanse kansrekening een kwantitatieve inschatting te maken, zie ook de publicatie 'Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansanalyse' [19]. De potentiële opbrengst van de aanvullende informatie-inwinning is het verschil tussen (life cycle) kosten van het ontwerp op basis van het meest conservatieve scenario en die van het ontwerp op basis van het meest conservatieve scenario dat niet meer beoogd wordt te worden geëlimineerd op basis van de aanvullende informatie. De verwachte opbrengst is de potentiële opbrengst, vermenigvuldigd met de kans dat de beoogde uitsluiting van conservatieve scenario's wordt gerealiseerd.

Het zal opvallen dat deze werkwijze sterke overeenkomsten vertoont met de werkwijze bij een risicoanalyse en het beslissen onder onzekerheden. In feite is dat natuurlijk ook wat een ervaren geotechnisch ingenieur impliciet doet (of zou moeten doen) bij het schematiseren van de ondergrond. De afwegingen en keuzebeslissingen worden alleen niet expliciet gemaakt maar globaal en kwalitatief op basis van ervaring en ingenieursgevoel. Voor een deel van de bovenbeschreven stappen geldt dat nog steeds op basis van ervaring en gevoel moet worden gewerkt, omdat objectief en kwantitatief rekeninstrumentarium ontbreekt; alleen zijn in de boven gegeven stappenbeschrijving de afwegingen zichtbaar gemaakt.

Tot slot willen we aan de hand van twee specifieke situaties een kwantitatieve analyse beschrijven voor de afweging of aanvullend grondonderzoek vanuit een kosten/batenoptiek zinvol is. Het gaat hier niet om recepten die universeel toepasbaar zijn, maar eerder richtinggevende voorbeelden zijn die het denkpatroon illustreren.

Voorbeeld 1: Aanwezigheid van een zandbaan

Stel, dat voor het toetsen van een strekking van 2 km rivierdijk alleen globale informatie over de opbouw van de ondergrond beschikbaar is (bijvoorbeeld gebaseerd op informatie van TNO-NITG, voorheen de Rijks Geologische Dienst). Daaruit blijkt dat de 'main stream' opbouw vanaf het maaiveld bestaat uit een kleilaag van 6 tot 8 meter dikte, bovenop het vaste (pleistocene) zandpakket. Lokaal kan in de kleilaag, op basis van de geologie, de aanwezigheid van een zandbaan niet worden uitgesloten. Volgens inschattingen van de geoloog komen zandbanen van enige omvang gemiddeld ééns in de 10 km (gemeten langs de rivierdijk) voor. De à priori kans op een zandbaan in de toetsen strekking van 2 km wordt derhalve op 0,20 geschat. Op grond hiervan komen we tot twee mogelijke scenario's voor de opbouw van de ondergrond, zoals geschetst in figuur 5.2 (het aantal mogelijke scenario's is beperkt gehouden, omdat het hier om een illustratief bedoeld voorbeeld gaat).



Figuur 5.2: 'Main stream' opbouw van de ondergrond (boven, scenario 1) en lokale verstoring door een zandbaan (onder, scenario 2)

De ondergrondopbouw volgens scenario 1 in figuur 5.2 lijkt geen problemen op leveren ten aanzien van de stabiliteit van het binnentalud van de dijk, bij de maatgevende rivierstand. De ondergrondopbouw volgens scenario 2 mogelijk wel. Als er een zandbaan is, staat die hoogst waarschijnlijk in verbinding met de rivier. Bij hoge rivierstanden kunnen dan hoge waterspanningen in de zand ontstaan, die tot opdrijven van de lokaal aanwezige deklaag kunnen leiden. Omdat de kans relatief groot is dat in de strekking die we moeten toetsen zo'n zandbaan niet werkelijk aanwezig is kunnen we lokaal grondonderzoek doen om de aanwezigheid binnen de dijkstrekking met voldoende betrouwbaarheid uit te sluiten. Indien bij dit onderzoek tegen de verwachting in wel een zandbaan wordt gevonden is het uiteraard zaak om de breedte dikte en diepteligging te traceren. Vervolgens kan met (voorzichtige) aannamen over de waterspanningsrespons in de zandbaan op toename van de rivierstand, nagegaan of er werkelijk opdrijfproblemen zijn te verwachten. Als dit zo is kan aan de hand van waterspanningsrespons-metingen worden nagegaan in welke mate de zandbaan werkelijk reageert op veranderingen van de rivierstand.

De kosten/batenafweging die gemaakt moet worden is de volgende. Zonder nader lokaal grondonderzoek is de consequentie dat de dijkstrekking wordt afgekeurd op onvoldoende stabiliteit bij de maatgevende rivierstand. Er zullen dus maatregelen noodzakelijk zijn. De kosten hiervan zijn goed in te schatten. De kans dat door grondonderzoek wordt aangetoond dat dit niet nodig is, is minimaal 0,8. Immers de kans dat er geen zandbaan zit in de dijkstrekking is 0,8 en als die er wel zit, is het afhankelijk van de breedte, de dikte en waterspanningrespons op de rivierstand of dit leidt tot afkeuren. De verwachte besparing van het grondonderzoek is dus minimaal 0,8 keer de kosten van de maatregel minus de kosten van het grondonderzoek en de bijbehorende engineering. Verder is er een kans van maximaal 0,20 dat ondanks dit onderzoek toch (locaal) een maatregel nodig is.

Het onderzoek om de aan- of afwezigheid van een zandbaan te bepalen kan bijvoorbeeld bestaan uit equidistant sonderen. In de publicatie 'Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansanalyse' [19] is de opzet van de kansanalyse gegeven om na te gaan wat de onderlinge afstand zou moeten zijn om de aanwezigheid van een zandbaan met een bepaalde vereiste betrouwbaarheid uit te kunnen sluiten. Ter illustratie gaan we uit van de a priori kans op een zandbaan van 0,20 in de dijkstrekking zoals boven verondersteld en de aanname dat zo'n zandbaan in verwachting 75 meter breed is met een normaal verdeelde spreiding waarvan de standaardafwijking 15 meter is. Kiezen we een onderlinge afstand tussen de sondeerpunten van 150 meter, dan is de kans dat er toch een zandbaan zit, ook al wordt die niet ontdekt, nog altijd ongeveer 1/10. Kiezen we de onderlinge afstand 80 meter, dan blijkt die kans 1/100 te zijn en bij 60 meter 1/1000.

Voorbeeld 2: diepteligging overgang klei/veenpakket en watervoerende zandlaag

Hiervoor gaan we uit van de ondergrondopbouw volgens scenario 1 in figuur 5.2. Bij voorbeeld 1 is verondersteld dat deze opbouw, en met name de onzekerheid over hoogteligging van de top van de pleistocene zandlaag, niet zou kunnen leiden tot tekort aan macro-stabiliteit bij toetspeil. In voorbeeld 2 veronderstellen we dat dit mogelijk wel tot een probleem zou kunnen leiden.

Stel dat volgens beschikbare metingen in de regio de dikte van het klei/veen pakket, gemeten vanaf het maaiveld tot de top van het pleistocene zand, gemiddeld 10 m is met een standaardafwijking van 1,20 m en dat de gemeten waarden als normaal verdeeld kunnen worden opgevat. Dat betekent dat door de bank genomen de dikte varieert tussen de 8 en 12 m (90% betrouwbaarheidsinterval), met lokale uitschieters. Stel nu verder dat uit opdrijfanalyses zou blijken dat bij een dikte van minimaal 8 meter de kans op instabiliteit als gevolg van opdrijven voldoende klein is, maar bij kleinere dikten niet. Op basis van de beschikbare gegevens kunnen potentiële opdrijflocaties dus niet worden uitgesloten. Sterker, gegeven bepaalde aannames over de statistische karakterisering van de ruimtelijke variaties wordt een kans op tenminste één zo'n locatie berekend, die al gauw in de orde van 50 % ligt. Met alle mogelijke consequenties van dien voor de toetsing. De karakteristieke 5 % ondergrens van de (locale) pakketdikte binnen de beschouwde strekking van 2 km, rekening houdend met de ruimtelijke variabiliteit, kan ook berekend worden en is 6,75 m. Voor onderbouwing van deze getallen wordt verwezen naar bijlage 4.

We zoeken daarom naar een manier om de aanwezigheid van zo'n potentiële opdrijflocatie óf daadwerkelijk aan te tonen, of met voldoende betrouwbaarheid, zeg 95 %, uit te sluiten. Dat kan bijvoorbeeld door met behulp van equidistant sonderen de hoogteligging van de onderkant van het klei/veen pakket te bemonsteren. Wanneer bij elke sondering gevonden wordt dat de pakketdikte bijvoorbeeld meer dan 10 m is, dan lijkt het vermoeden gerechtvaardigd dat de kans op een pakketdikte van minder dan 8 m tussen de meetpunten in klein is. Die kans is echter afhankelijk van de afstand tussen de meetpunten (in relatie tot de 'snelheid' waarmee de hoogteligging varieert). We kunnen ons voorstellen dat bij een sondeerafstand van 50 m die kans, gegeven genoemde uitkomst van de meting, veel kleiner is dan bij een sondeerafstand van 150 m of meer. Met behulp van een geostatistische analyse kan een (ruwe) schatting worden gemaakt van de kans op het voorkomen van een pakketdikte van minder dan 8 meter, gegeven de sondeerafstand en gegeven de bij de sonderingen gevonden minimale pakketdikte. Op basis van zo'n berekening kan omgekeerd ook gekeken worden bij welke sondeerafstand en de bij de meting gevonden minimale pakketdikte, de kans op voorkomen van een locatie met pakketdikte van minder dan 8 m kleiner is dan 5 % (en dus met 95 % betrouwbaarheid kan worden uitgesloten).

In tabel 5.1 zijn de uitkomsten van zo'n rekenoefening weergegeven. Daarbij is uitgegaan van drie veronderstellingen ten aanzien van de gevonden minimale pakketdikte bij de meting, namelijk 8,5, 9,0 en 9,5 meter. Verder zijn drie aannamen gedaan voor de autocorrelatieparameter ($D_h = 50, 100$ en 150 m). Dit is de parameter die in het geostatistische model voor ruimtelijke variatie van de pakketdikte de 'snelheid' van variatie karakteriseert. Voor een nadere toelichting op deze berekening zie bijlage 4.

Uiteraard moeten bij de statistische berekeningen aannamen worden gedaan over het te hanteren statistische model en de parameters. Hoewel hierover natuurlijk altijd discussie mogelijk is, stellen we vast dat vooralsnog alleen met een geostatistische analyse een kwantitatieve uitspraak mogelijk is. Een sleutelparameter in het statistische model is de correlatieparameter D_h . Tegelijk is dit ook de grote onbekende. De snelheid van variatie kunnen we ruw karakteriseren door, bijvoorbeeld, de gemiddelde afstand tussen twee opeenvolgende toppen van de bovenkant van de zandlaag in figuur 5.2. De relatie tussen die gemiddelde afstand L_{gem} en de correlatieparameter D_h is beschreven in 'Measuring Spatial Correlation of Soil Properties' [20]:

$$D_h \approx \frac{L_{gem} \sqrt{2}}{\pi} \approx 0.45 L_{gem} \quad (5.1)$$

Tabel 5.1: Sondeerafstanden waarbij de kans op voorkomen van een pakketdikte kleiner dan 8 m minder dan 5 % is als functie van de gevonden minimale pakketdikte bij sonderen

Gevonden minimale pakketdikte bij sonderen [m]	correlatieparameter D_h		
	$D_h = 50m$	$D_h = 100m$	$D_h = 150m$
8,5	20	40	60
9,0	45	90	135
9,5	90	180	270

Statistisch model voor diktevariaties voor klei/veen-pakket:
 Verwachtingswaarde: $\mu = 10$ m
 Standaardafwijking: $\sigma = 1,20$ m
 Autocorrelatiefunctie:

$$\rho(\tau) = e^{-\left(\frac{\tau}{D_h}\right)^2}$$

waarin D_h de autocorrelatie parameter is (resp. 50, 100 en 150 m)

Uit bovenstaande blijkt dat we theoretisch alleen achteraf, wanneer we weten wat de minimale gevonden klei/veen-pakketdikte is bij het sonderen, kunnen vaststellen of de sondeerafstand klein genoeg was gekozen. Uitgaande van het statistische model kunnen we wel vooraf bepalen of de kans op het aantreffen van een pakketdikte (bij het sonderen) van kleiner dan 8,5 meter erg groot is (meer dan 50 %). Dit houdt ook in dat als we in dit geval een 'gebruikelijke' sondeerafstand van 100 m kiezen, er een grote kans is dat we (achteraf) moeten constateren dat die afstand te optimistisch gekozen was. Om die reden kunnen we het best van meet af aan kiezen voor een kleinere sondeerafstand.

De afweging die nu gemaakt moet worden is of de kosten van het grondonderzoek opwegen tegen de verwachte winst, als we er door dit grondonderzoek in slagen een pakketdikte kleiner dan 8 m met voldoende betrouwbaarheid uit te sluiten. De besparing, als het onderzoek positief uitvalt, namelijk dat een klei/veenpakketdikte kleiner dan 8 m met 95 % betrouwbaarheid kan worden uitgesloten, kan redelijk goed afgeschat worden en kan substantieel zijn. De kans dat het onderzoek positief uitvalt kan

ook vooraf geschat worden en is 50 à 70 %, afhankelijk van de 'snelheid' van variatie en dus de correlatieparameter D_{11} . De bruto opbrengstfactor van het onderzoek is dus 0,5 à 0,7 keer de besparing gedeeld door de kosten van het onderzoek. In dit geval is er ook een flinke kans dat het onderzoek niet het gewenste resultaat oplevert (30 à 50 %). Daarom zal, afhankelijk van de kosten van het onderzoek, een hoge eis aan de bruto opbrengstfactor worden gesteld (deze heeft een ondergrenswaarde 1 in geval van risico-neutrale beslissing en kan afhankelijk van de mate van risico-aversie van de beslisser beduidend groter zijn dan 1).

De analyses zoals gegeven in de voorbeelden 1 en 2 staan in de literatuur bekend als de zogenaamde *pre-posterior cost benefit approach*, zie o.a. 'Framework for Risk Assessment and Evaluation' [21]. Kenmerk van deze benadering is dat voor de afweging van risicoreducerende (= onzekerheid reducerende) maatregelen de beoogde effecten van die maatregelen en de kansen dat die worden gerealiseerd, worden afgewogen tegen de kosten van die maatregelen. De moeilijkheid bij deze analyses zit doorgaans in het vooraf bepalen van de kansen dat de maatregelen (vaak 'nader onderzoek') het beoogde effect daadwerkelijk realiseren.

5.4 Schematisering van Waterspanningen

De schematisering van waterspanningen is afhankelijk van de opbouw van dijk en ondergrond. In het 'Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken' [16], afgekort TRWD, worden richtlijnen verstrekt voor het schematiseren van waterspanningen bij dijken voor verschillende configuraties van dijk en ondergrond en voor verschillende (toets)situaties (maatgevende buitenwaterstand, extreme neerslag). De belangrijkste onderdelen van de waterspanningsschematisering voor de veel voorkomende dijk- en ondergrondconfiguratie als geschetst in figuur 5.1 (scenario 1) zijn:

1. de freatische lijn;
2. het waterspanningsbeeld in het klei/veen pakket (indien aanwezig);
3. waterspanningen in de watervoerende zandlaag en de indringing van deze waterspanningen aan de onderkant van het klei/veen pakket.

Voor de freatische lijn bij maatgevende waterstanden worden in het TRWD min of meer gestandaardiseerde veilig veronderstelde schematiseringen geadviseerd. De invloed van waterspanningen, dus ook van freatische waterspanningen, op de uitkomsten van een stabiliteitsanalyse is erg groot. Over de grootte van onzekerheden van de freatische waterspanningen en hoe die zijn verdisconteerd in de veilige schematisering verschaft het TRWD niet zoveel duidelijkheid. Bij onzekerheden over freatische waterspanningen kunnen we met name denken aan de recente neerslaggeschiedenis vóór het bereiken van een toetspeilsituatie. Andere onzekerheden kunnen samenhangen met heterogene samenstelling van de dijk en de buitenbekleding.

5.4.1 Freatische waterspanningsrespons

Metingen van de freatische respons in een dijk op variaties van de buitenwaterstand en op neerslag (langdurige metingen) kunnen inzicht verschaffen in de mate waarin freatische respons gevoelig is voor deze belastingen en zijn daarmee een handig hulpmiddel om te 'extrapoleren' naar maatgevende toetssituaties (extreem hoog water, extreme neerslag). Ook kan hieruit afgeleid worden of de respons sterk afwijkt van de in 'normale' dijken te verwachten respons (waarop de receptuur in het TRWD is gebaseerd), of dat dit beeld wordt verstoord door een heterogene opbouw. In het laatste geval verdient de extrapolatie naar de maatgevende situatie(s) meer dan normale zorgvuldigheid. Veelal is, door heterogeniteit in de samenstelling van de dijk als gevolg van vaak een lange historie van steeds weer dijkverbeteringen alsmede factoren als verdamping, structuurvorming, chemische en biologische activiteit, begroeiing, verharding en bebouwing, het extrapoleren van meetresultaten van het freatisch vlak met meer onzekerheid omgeven dan de extrapolatie van meetresultaten in diepere klei- en veenlagen en in watervoerende zandlagen (zie par. 5.4.2 en 5.4.3).

Als heterogeniteit van de samenstelling van een doorsnede van de dijk een belangrijke bron van waterspanningsvariatie en -onzekerheid is dan geldt doorgaans ook dat in de lengterichting van de dijk sterke variaties van waterspanningen kunnen optreden. Om deze reden verdient het aanbeveling om bij een kennelijk heterogene opbouw het aantal raaien waarin waterspanningen gemeten worden niet sterk te beperken. Door in meerdere raaien te meten ontstaat een beeld van de mogelijke variatie in lengterichting, op grond waarvan een maatgevende extrapolatie voor de toetsing of een versterkingsontwerp kan worden vastgesteld. Hierbij zou wel de afweging moeten worden gemaakt of de inspanning en kosten van het meetprogramma opwegen tegen de verwachte baten.

Bij de interpretatie van metingen, zowel van de freatische stijghoogte als van waterspanningen in de diepere grondlagen, is het gebruik van geohydrologische rekenmodellen aan te bevelen omdat hiermee de waterspanningsrespons in en onder de dijk op veranderingen van de buitenwaterstand gerelateerd kan worden aan de fysische kenmerken van de opbouw van de dijk en de ondergrond. Dit opent de mogelijkheid om gevoeligheidsanalyses uit te voeren waarmee de betrouwbaarheid van extrapolaties van metingen kan worden geschat. Ook zonder metingen zijn gevoeligheidsanalyses met geohydrologische rekenmodellen zeer zinvol bij het inschatten van mogelijke onzekerheden, maar in dat geval zijn die speculatiever van aard.

Met de huidige kennis en inzichten is het formaliseren en objectief kwantificeren van variaties en onzekerheden bij de interpretatie van freatische waterspanningsmetingen en de werkwijzen van het extrapoleren naar maatgevende situaties niet goed mogelijk. Men is daarbij sterk aangewezen op de ervaring en het inzicht van de geotechnisch ingenieur. Onderzoek naar de processen die een rol spelen bij fluctuatie van freatische waterspanningen in een dijk is daarom van generiek belang.

5.4.2 Waterspanningen in diepere klei- en veenlagen

Aan het waterspanningsbeeld in het klei en veen pakket kunnen we twee aspecten onderscheiden, namelijk:

1. een lange termijncomponent die afhankelijk is van polderpeil en gemiddelde buitenwaterstand, met langzame respons op variaties van deze peilen
2. een korte termijn component in een toetspeilsituatie, die bestaat uit toename van de waterspanning onderin dit pakket als respons op toename van de waterspanning in de onderliggende watervoerende zandlaag bij een hoge maatgevende buitenwaterstand. De hoogte waarover waterspanningen in het klei/veen pakket worden beïnvloed door de waterspanning in de onderliggende zandlaag wordt ook wel aangeduid als indringingslengte.

Ook voor dit onderdeel van het totale waterspanningsbeeld worden in de TRWD 'standaard' schematiseringen aanbevolen, die veilig worden verondersteld te zijn. En ook hiervoor geldt dat niet zoveel inzicht gegeven wordt over de mate waarin en hoe onzekerheden zijn afgedekt. Waterspanningsmetingen in deze lagen kunnen in elk geval het waterspanningsbeeld conform de TRWD bevestigen of verwerpen. In het laatste geval moet aan de hand van de metingen en mogelijk additionele metingen een verbeterd waterspanningsbeeld worden geconstrueerd.

Kwantitatieve of semi-kwantitatieve recepten, aan de hand waarvan via kosten/baten vergelijkingen de benodigde dichtheid van waterspanningsmetingen min of meer objectief kan worden bepaald zijn moeilijk te geven. De ervaring en het inzicht van de geotechnisch ingenieur zijn hierbij richtinggevend.

5.4.3 Waterspanningen in de watervoerende zandlaag

De waterspanningsrespons in de watervoerende zandlaag als gevolg van een hoge buitenwaterstand is uiteraard afhankelijk van de geohydrologische opbouw van de ondergrond in de omgeving van de dijk. Als eerste schattingen van waterspanningen in de watervoerende zandlaag worden vaak eenvoudige vuilstregels gehanteerd die aantoonbaar conservatief zijn. Hier zitten dan ook vaak mogelijkheden om door lokaal grondonderzoek, waterspanningsresponsmetingen en bijbehorende waterspanningsanalyses (bijvoorbeeld met het programma WATEX) tot verbeterde en gunstiger schematiseringen te komen.

Vanwege de voorkomende variaties ook binnen de watervoerende zandlaag is het van belang voldoende opnemers te plaatsen. De afwegingen in termen van kosten en baten en het schatten van de kansen dat zulk onderzoek daadwerkelijk tot het beoogde doel leiden zijn gelijksoortig als bij lokaal grondonderzoek om de bodemopbouw te schematiseren.

5.5 Grondparameters

Bij een veiligheidstoetsing zullen (karakteristieke) schattingen voor grondparameters doorgaans in eerste instantie ontleend worden aan regionale proevenverzamelingen of, indien niet beschikbaar, aan richtwaarden uit bijvoorbeeld de tabel 1 in de geotechnische norm (NEN 6740). Ervan uitgaand dat dit betrekkelijk conservatieve schattingen op zal leveren lijkt het dan ook voor de hand te liggen dat, indien dit zou leiden tot ongewenste afkeuringen of ontwerpwijzigingen, het lokaal inwinnen van nadere informatie tot voordeel strekt.

In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG, hoofdstuk 6) [3] is een voorbeeld gegeven van de opzet van de kosten/baten afweging die in zo'n geval gemaakt kan worden. Kernbegrippen zijn hier ook weer het inschatten van de kans dat met lokaal grondonderzoek een expliciet vastgestelde doelstelling wordt gehaald, de besparing die daardoor gerealiseerd kan worden en de kosten van het onderzoek (met inbegrip van de bijbehorende engineering).

Uit het voorbeeld in het TRWG wordt geconcludeerd dat bij lokaal grondonderzoek, om schuifsterkteparameters te bepalen, met een beperkt aantal proeven per grondlaag, de kans groot is dat karakteristieke schattingen van de schuifsterkteparameters uit het lokale grondonderzoek niet groter zijn dan de (per definitie) karakteristieke schattingen die gebaseerd zijn op een regionale proevenverzameling. Dit komt, omdat bij een beperkt aantal proeven de statistische onzekerheid van het lokale gemiddelde relatief groot is en ook bij de bepaling van de karakteristieke waarde een betrekkelijk grote Student-t factor in rekening moet worden gebracht. In feite komt dit doordat bij de bepaling van de karakteristieke schatting van de grondeigenschap uit lokaal grondonderzoek de informatie uit de regionale proevenverzameling terzijde wordt gelegd.

Er zijn in het verleden verschillende statistische modellen ontwikkeld om de resultaten van een lokaal grondonderzoek (locale informatie) te combineren met statistische informatie uit een groter gebied (bijvoorbeeld een regionale proevenverzameling of de geotechnische norm, die immers ook een 'geaggregeerde' proevenverzameling is), zie o.a. 'Probabilisme in de Geotechniek' [18] en 'Stabiliteitstoetsing Boezemkaden' [22]. In de laatstgenoemde publicatie is een Bayesiaans rekenmodel beschreven om de gemiddelde schuifsterkte in grondlagen te schatten, op basis van regionale informatie, aangevuld met beperkt lokaal grondonderzoek. In het rekenmodel is aangenomen dat de natuurlijke (relatieve) spreiding in lokaal grondonderzoek op grond van de regionale informatie goed geschat kan worden. Hiermee kan, met het beperkte lokale grondonderzoek, een statistisch verantwoorde schatting van de karakteristieke (5% ondergrens-) waarde van de lokale gemiddelden worden bepaald. Dit model is uitgewerkt in grafieken die in het 'Technisch Rapport voor het toetsen van Boezemkaden' [10] zijn opgenomen.

In de publicatie 'Optimalisatie grondonderzoek vraagt om een heldere kansenanalyse' [19] is een Bayesiaans raamwerk gepresenteerd, waarin uitgegaan wordt van een ruimtelijk statistische beschrijving van een regionale proevenverzameling, waar locale metingen via een Bayesiaanse updating procedure worden ingebed. In genoemde publicatie is een voorbeeld uitgewerkt, echter, het model is niet verder uitontwikkeld en operationeel gemaakt, omdat de resultaten van de Bayesiaanse analyse sterk afhankelijk zijn van de ruimtelijke (auto)correlatiestructuur, en schattingen hiervan vooralsnog onzeker werden beschouwd. Bovendien gaf het resultaat van een toepassing weinig voordeel te zien ten opzichte van een praktijkmethode die in de Handreiking Constructief Ontwerpen is beschreven.

Los van de statistische verwerking van lokaal grondonderzoek, al dan niet in combinatie met een regionale proevenverzameling, is een en ander gepubliceerd over de aard van grondonderzoek (type proeven) en de doorgaans gebruikelijk omvang. Verwezen wordt naar het 'Technisch Rapport

Waterkerende Grondconstructies' [3] alsmede het rapport 'Cases aard en omvang van grondonderzoek' [23].

5.6 Schematisering is iteratief proces

Het schema in figuur 5.1 suggereert mogelijk dat de schematiseringstrein van links naar rechts doorlopen wordt, zonder terugkoppelingen. Dit zou een onjuiste interpretatie zijn. In werkelijkheid is het schematiseren een iteratief proces. De schematisering van de opbouw van de ondergrond aan de hand van interpretatie van grondonderzoek, indien beschikbaar, gaat bijvoorbeeld hand in hand met schematisering van de geohydrologische situatie. En de keuze van een laagindeling is veelal gekoppeld aan het verwachte contrast in grondparameters binnen deze lagen. In werkelijkheid zal bij de verschillende schematiseringkeuzen ook niet bij elke keuze worden uitgegaan van het meest conservatieve scenario. Daardoor zou veiligheid op veiligheid gestapeld worden, wat ongewenst is. Het zal aan de andere kant duidelijk zijn dat 'veiligheden' in de verschillende schematiseringstappen ook niet zonder meer uitwisselbaar zijn. In het voorbeeld van de zandbaan kunnen we niet stellen dat het negeren van de mogelijke aanwezigheid ervan kan worden gecompenseerd door een wat ongunstige aanname voor de geohydrologie voor de diepere zandlaag. De dikke lijn in figuur 5.1, die een sequentie van schematiseringkeuzen aangeeft, suggereert dit misschien wel, maar dit is optisch bedrog. Bij de 'uitwisseling' zal altijd aannemelijk gemaakt moeten worden dat het om behoud van gelijkwaardige veiligheid gaat. Dit is natuurlijk veel gemakkelijker gezegd dan gedaan, zeker wanneer geen kwantitatieve kansanalyses worden gemaakt.

Het iteratieve karakter van het schematiseringproces heeft uiteraard ook z'n weerslag op de opzet van lokaal grondonderzoek. Bij het opzetten van onderzoek om mogelijk geachte ongunstige scenario's voor de grondlaagindeling (bijvoorbeeld de zandbaan in figuur 5.2) uit te kunnen sluiten, kan ook gekeken worden of dit scenario nog wel zo ongunstig is als een ongunstig scenario voor de waterspanningrespons in zo'n zandbaan kan worden uitgesloten. Bij het opzetten van een plan voor lokaal grondonderzoek is het dus zaak om de schematiseringstrein integraal te beschouwen.

6. PROBABILISTISCHE STABILITEITSANALYSE

6.1 Inleiding

Stabiliteitcontroles met behulp van volledig probabilistische rekenmodellen behoren voorsnog niet tot de standaarduitrusting van elke geotechnische adviseur. Al vele jaren is, met wisselende intensiteit, gewerkt aan de ontwikkeling van rekenmodellen voor probabilistische stabiliteitsanalyses. Er zijn inmiddels wel computerprogramma's beschikbaar, die voornamelijk gebruikt zijn (en worden) in onderzoeksprojecten. Incidenteel ook wel bij geavanceerde veiligheidstoetsingen waarbij het werken met de gangbare deterministische (of semi-probabilistische) rekenmodellen voor macro-stabiliteit niet tot het gewenste resultaat leidt.

Zo bestaat er binnen MStab de mogelijkheid met diverse modellen (Bishop, Spencer, Fellenius, LiftVan) probabilistische stabiliteitsanalyses uit te voeren door de module *Reliability Analysis* te activeren. Daarbij wordt uitgegaan van de gemiddelde schuifsterkte met een standaardafwijking langs het afschuifvlak binnen een grondlaag. Daarnaast is er in MStab een module *Bishop probabilistic random field* beschikbaar. Met deze module kunnen alleen berekeningen volgens het Bishopmodel worden uitgevoerd, waarbij wordt uitgegaan van een stochastisch model voor ruimtelijke variatie van schuifsterkteparameters binnen de grondlagen. Beide modules zijn in een gebruiksvriendelijke versie (Windowsversie) voor de markt beschikbaar.

Mogelijk zijn ook andere rekenmodellen voor probabilistische stabiliteitsanalyse in omloop, een uitputtend overzicht van beschikbare software wordt hier niet beoogd. De twee bovengenoemde modellen worden met name genoemd als voorbeelden waarbij de opzet van de probabilistische analyse essentieel verschillend is. Dit blijkt uit bijlage 2, waarin modelleringaspecten worden besproken. Het moge na lezing van die bijlage duidelijk zijn dat dit ook verschillende eisen stelt aan de in te voeren parameters voor een berekening. Daarmee wordt nog eens benadrukt hoe belangrijk het is dat een potentiële gebruiker eerst de achtergrond van een rekenmodel goed doorgrondt alvorens het te gebruiken voor advisering.

Juist vanwege het beperkte gebruik is nog weinig geïnvesteerd in de gebruiksvriendelijkheid van genoemde rekenmodellen. Dat impliceert dat het gebruik van die modellen relatief arbeidsintensief is, wat, zolang het om beperkte toepassing gaat niet noodzakelijk onacceptabel hoeft te zijn. Toenemende vraag zal ongetwijfeld leiden tot gebruiksvriendelijkere software.

Belangrijke oorzaken voor de beperkte toepassing in de praktijk zijn:

- een probabilistische aanpak wordt veelal toch gezien als een uiterste terugvaloptie, wanneer het scala aan traditionele technieken is uitgeput;
- samenhangend hiermee is daardoor bij veel geotechnische adviseurs ook weinig ervaring en gevoel ontwikkeld voor het opzetten van probabilistische stabiliteitsanalyses en het interpreteren van berekeningsresultaten ervan. Mede debet hieraan is dat er meer berekeningsparameters moeten worden ingevoerd, die tenminste voor een deel niet erg tot de verbeelding spreken. Vaak zijn dat wel parameters die de resultaten van een probabilistische analyse sterk beïnvloeden. Dat leidt tot onzekerheid over en scepsis ten aanzien van de aanpak en de berekeningsresultaten: 'de uitkomsten kunnen alle kanten op gaan!'. Dat laatste geldt uiteraard ook voor deterministische rekenmodellen. Belangrijk verschil is, echter, dat hiervoor wel een referentiekader is opgebouwd waardoor de uitkomsten van een deterministische analyse beter geplaatst kunnen worden;
- dat er formeel geen regelgeving is ten aanzien van aan te houden toetscriteria in termen van geaccepteerde faal- of bezwijkkansen. Dit betekent dat kiezen voor een probabilistische aanpak in en actuele ontwerp- of toetsituatie, mogelijk ook leidt tot een discussie over de normstelling.

De laatste jaren is toename te bespeuren in zowel de behoefte aan als het daadwerkelijk gebruik van probabilistische aanpakken ten behoeve van het ontwerpen en vooral ook toetsen van waterkeringen. Die toegenomen behoefte komt voort uit de maatschappelijke druk om bij de veiligheidstoetsing soms tot het uiterste te gaan. Dijken, die op basis van de klassieke deterministische (of semi-probabilistische) rekentechnieken niet het predikaat 'goed' of 'voldoende' kunnen verwerven, hebben

soms wel een staat van dienst die gevoelsmatig weinig ruimte laat voor twijfel over de veiligheid ten aanzien van de waterkerende capaciteit. Geavanceerde toetsingsmethoden, waaronder probabilistische benaderingen, worden dan uit de kast getrokken om aan die gevoelsmatige beoordeling een rationele grondslag te geven.

Toename van het gebruik van probabilistische aanpakken is ook te danken aan de TAW-Marsroutestudies en, in het verlengde daarvan, vervolgstudies als TAW-SPRINT en Veiligheid van Nederland in Kaart (VNK). In deze studies is onder andere ervaring opgedaan met het uitvoeren van probabilistische stabiliteitsanalyses en zijn bruikbare ideeën omtrent te stellen eisen aan faal- en bezwijkkansen ontstaan.

Doel van dit hoofdstuk is om enig inzicht te verschaffen in de opzet van probabilistische aanpakken bij het toetsen van macro-stabiliteit bij dijken. Het voert te ver om rekenmodellen hier uitgebreid te beschrijven. In bijlage 2 wordt nader ingegaan op modelleringsaspecten en daaruit voortvloeiende consequenties voor de parameterkeuze voor een berekening. Ook wordt daar verder verwezen naar handleidingen en onderliggende rapportages. Verder worden in die bijlage enkele richtinggevende voorbeelden gegeven.

6.2 Opzet van probabilistische stabiliteitsanalyses

6.2.1 Analyse voor een 'dwarsdoorsnede' van de dijk

Een probabilistische stabiliteitsanalyse is, net als een deterministische stabiliteitsanalyse, gebaseerd op een mechanica model voor afschuiving. In het algemeen wordt voor normale stabiliteitsanalyses binnen Nederland gebruik gemaakt van de lamellenmethode van Bishop [24]. Voor stabiliteit bij opdrijven, met name relevant in het benedenriviereengebied wordt een rekenmodel gebruikt dat deels is gebaseerd op de Bishop-aanpak, zie onder andere 'The practical values of slope stability models' [17] en 'New approach for uplift induced slope failure' [25].

De in te voeren parameters in een probabilistische stabiliteitsanalyse hebben betrekking op dezelfde belasting- en sterkteparameters die ook in een deterministische analyse moeten worden ingevoerd. Het verschil zit in de karakterisering van onzekerheid van die parameters. Waar in de deterministische analyse zogenaamde ontwerpwaarden voor belasting en sterkteparameters worden ingevoerd, wordt in de probabilistische analyses gewerkt met een stochastische karakterisering: namelijk verwachtingswaarden, standaardafwijkingen en kansverdelingsfunctietypen. In beginsel zou dat voor alle belasting- en sterkteparameters moeten gebeuren, echter in de in de inleiding genoemde programmatuur gebeurt dat slechts voor de schuifsterkteparameters, de waterspanningen en de rekenmodel-onzekerheid. In die parameters schuilen de grootste onzekerheden, tevens is ook de uitkomst van de stabiliteitsanalyse het meest gevoelig voor die parameters. Opgemerkt wordt dat naast deze parameters ook de aangenomen opbouw van de ondergrond met onzekerheid behept kan zijn. Ook daarvoor kan de uitkomst van de stabiliteitsanalyse erg gevoelig zijn. Die onzekerheid kan tot nu toe niet direct in de probabilistische rekenmodellen worden meegenomen. Hiervoor kan desgewenst een procedure worden gevolgd die verderop in dit hoofdstuk zal worden beschreven.

Aan de hand van de ingevoerde parameters wordt door het rekenmodel de kans berekend dat instabiliteit optreedt. Deze kans zullen we aangeven met $P\{inst\}$. De betrouwbaarheid, dit is het complement van de instabiliteitskans ($1-P\{inst\}$), wordt in het algemeen gekarakteriseerd door middel van de 'betrouwbaarheidsindex' β . De relatie tussen beide is:

$$P\{inst\} = \Phi(-\beta) \quad (6.1)$$

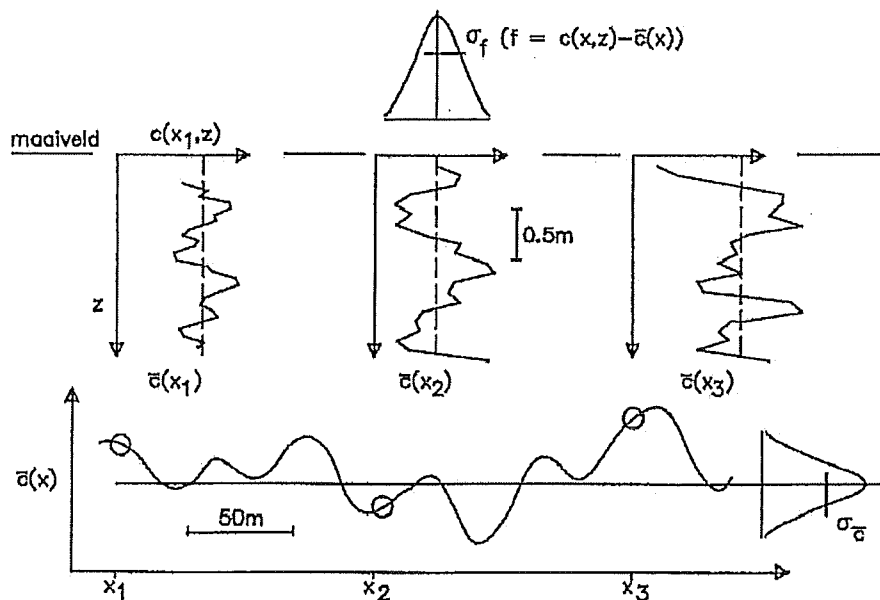
Hierin is $\Phi(\)$ de standaardnormale kansverdelingfunctie.

Naast de instabiliteitskans en de betrouwbaarheidsindex levert een probabilistische faalkansanalyse in het algemeen ook zogenaamde invloedscoefficienten op voor de verschillende in de berekening ingevoerde stochastische grootheden. Deze coëfficiënten weerspiegelen de relatieve invloeden van de verschillende stochastische parameters op de grootte van de berekende instabiliteitskans. De invloedscoefficienten worden gebruikelijk aangeduid met α_x waarbij de index x staat voor de betreffende stochastische grootheid. Aan de hand van de invloedscoefficienten kan worden bepaald welke van de onzekere parameters in de probabilistische analyse het meeste bijdragen aan de instabiliteitskans. Wanneer reductie van de instabiliteitskans wordt beoogd heeft het reduceren van de onzekerheid van de parameters met de grootste invloedscoefficienten, bijvoorbeeld door extra metingen, het meeste effect. Het is overigens niet altijd praktisch mogelijk om de onzekerheid over een parameter te reduceren. Denk bijvoorbeeld aan de onzekerheid over het rekenmodel. Voor de reductie daarvan is (experimenteel) onderzoek nodig dat in het algemeen niet mogelijk is in het kader van een ontwerp- of toetsproject. Het reduceren van onzekerheid over bijvoorbeeld de grondeigenschappen van een grondlaag is vaak wel mogelijk door gedetailleerder grondonderzoek.

6.2.2 Lengte-effecten

In de hierboven geschetste opzet heeft de probabilistische stabiliteitsanalyse betrekking op een dwarsprofiel van de dijk. De berekende kans op afschuiven is, ruwweg gesteld, de kans dat bij het beschouwde (maatgevende) glijvlak een stabiliteitsfactor hoort die kleiner dan 1 is, of althans kleiner dan een bepaalde drempelwaarde q wanneer er sprake is van systematische rekenmodelonzekerheid (zie bijlage 2). Die kans is representatief voor het dwarsprofiel, of beter gezegd, een betrekkelijk korte strekking in lengterichting van de waterkering waarbinnen de ondergrondopbouw, grondeigenschappen, het waterspanningspatroon en externe belastingen weinig variëren.

In een lange strekking van de waterkering kunnen de ondergrondopbouw en de gemiddelden van de grondeigenschappen op een locatie in lengterichting variëren. Om dit in te zien kijken we naar het ruimtelijke variatiepatroon zoals geschetst in figuur 6.1.



Figuur 6.1: Mogelijk variatiepatroon van parameter c_u

De totale lengte op de x -as kunnen we opgedeeld denken in strekkingen van pakweg 50 m. Binnen elk van die strekkingen is de gemiddelde schuifsterkte ongeveer constant, maar tussen de strekkingen

onderling kan die wel verschillen. In statistisch jargon: de gemiddelde schuifsterktes in de verschillende strekkingen zijn onafhankelijke realisaties. Dat impliceert dat ook de bijbehorende instabiliteitskansen voor de verschillende strekkingen, hoewel op zich allemaal gelijk, althans voor een deel onafhankelijk zijn.

We kunnen dit vergelijken met een ketting, die op een bepaalde trekkracht belast wordt. Elk van de schakels heeft een bepaalde kans om te breken en die kans is voor elk van de schakels gelijk. De kans dat de ketting breekt, dat wil zeggen dat tenminste één schakel breekt, is ruwweg gelijk aan de kans op breuk van één schakel keer het aantal schakels. Dit wordt serie-effect genoemd.

Analoog is bij waterkeringen (en andere langgerekte aarden constructies met een talud) de kans op het optreden van instabiliteit ongeveer evenredig met de lengte van de waterkering. Dit wordt lengte-effect genoemd. Het lengte-effect kan bij benadering als volgt berekend worden aan de hand van de uitkomsten van een probabilistische analyse voor een doorsnede:

$$P[\text{inst in } 0 \leq x \leq L] = \Phi(-\beta) \left(1 + \frac{\beta L \sqrt{\sum \alpha_i^2}}{\sqrt{\pi} D_h} \right) \quad (6.2)$$

Hierin is β de betrouwbaarheidsindex, D_h de horizontale correlatieparameter (zie bijlage 2 en 4), L de lengte van de beschouwde strekking, x een willekeurige locatie binnen de strekking en zijn de α_i de invloedscoëfficiënten van de schuifsterkteparameters in de betrouwbaarheidsanalyse voor de dijkdoorsnede. $P[\text{inst in } 0 \leq x \leq L]$ is de kans dat ergens binnen de strekking met lengte L een instabiliteit optreedt. Vergelijking 6.2 is een verdere uitwerking van de afleiding van het lengte-effect die in het rapport 'PROSTAB, een computerprogramma voor probabilistische analyse van stabiliteit van taluds' [26] gegeven is.

Ten aanzien van de keuze van de lengte L in vergelijking (6.2) dient het volgende te worden opgemerkt. Een voor de hand liggende keuze is de fysieke lengte van de dijkstrekking die wordt beschouwd en waarvoor de invoer in de probabilistische stabiliteitsanalyse representatief is. Voor wat betreft de opbouw van de ondergrond is dat laatste vaak niet het geval. Wanneer voor het bepalen van de ondergrondopbouw een geotechnisch profiel beschikbaar is, zal voor de 'doorsnede-analyse' de voor de faalkans maatgevende locatie binnen de beschouwde strekking worden gekozen. Bij twijfel wordt een beperkt aantal keuzes gemaakt, waaruit de voor de instabiliteitskans maatgevende doorsnede kan blijken of waarmee de delen van de strekking die significant bijdragen aan de instabiliteitskans kunnen worden geïdentificeerd. Voor de berekening van het lengte-effect wordt dan de lengte van het deel van de strekking waarvoor de maatgevende ondergrondopbouw representatief is gekozen. Ingeval er meerdere delen van de strekking significant bijdragen, worden voor die delen afzonderlijk de bijbehorende representatieve lengtes bepaald en worden de bijdragen aan de instabiliteitskans van de strekking gesommeerd. Hierbij kan in beginsel rekening gehouden worden met onderlinge afhankelijkheden tussen die delen.

Opmerking: Bij het kiezen van de "schadefactor" bij stabiliteitscontroles volgens de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken (deel 2) [1] wordt, ter verdiscontering van het lengte-effect, wél de fysieke lengte van een dijkkring of dijkstrekking gebruikt. Dit lijkt in tegenspraak met het bovenstaande, maar is het niet omdat in de verdiscontering van het lengte-effect in die leidraad ermeë rekening gehouden is dat slechts een deel van de fysieke lengte significant bijdraagt aan het lengte-effect.

6.2.3 Onzekerheid over ondergrondopbouw

Zoals gezegd kan onzekerheid over de ondergrondopbouw niet in de huidige rekenmodellen voor (probabilistische) stabiliteitsanalyse worden meegenomen. Toch is de opbouw van de ondergrond, aan de hand van normaal grondonderzoek, vaak niet eenduidig vast te stellen.

Om toch met die onzekerheid rekening te houden kan men scenario's voor de ondergrondopbouw vaststellen die mogelijk zijn (of niet uitgesloten kunnen worden) op basis van de uitkomsten van het

grondonderzoek. Aan die scenario's worden kansen toegekend, bijvoorbeeld $P(O_1)$ aan ondergrondopbouwscenario O_1 , $P(O_2)$ aan ondergrondopbouwscenario O_2 , enzovoorts. De som van de kansen moet gelijk 1,0 zijn. Vervolgens wordt de probabilistische stabiliteitsanalyse uitgevoerd voor alle scenario's. Dit levert voor elk scenario een conditionele instabiliteitkans $P[inst | O_i]$. De totale instabiliteitkans wordt gevonden door die conditionele kansen te vermenigvuldigen met de corresponderende scenariokansen $P(O_i)$ en te sommeren.

De moeilijkheid hierbij is dat er voor het vaststellen van de scenariokansen geen objectieve methodiek bestaat. Toch maakt dat de aanpak niet zinloos. Een geoloog die bekend is met het gebied is goed in staat om de scenario's te beoordelen en kwalitatieve uitspraken te doen over de waarschijnlijkheid van die scenario's. Bijvoorbeeld zoals: scenario's O_1 en O_2 zijn even waarschijnlijk, maar scenario O_3 is, hoewel onwaarschijnlijk, niet uit te sluiten. In dat geval kunnen we de volgende scenariokansen aannemen: $P(O_1)=P(O_2) = 0,45$ en $P(O_3)=0,10$. Wanneer dan vervolgens blijkt dat de bijdrage van scenario O_3 niet groot is in de totale instabiliteitkans is er niets aan de hand. Is die bijdrage wel groot, of zelfs dominant, dan zijn er twee opties, namelijk:

- accepteren dat scenario O_3 niet uitgesloten kan worden en dus ook de mogelijke consequenties ervan accepteren (bijvoorbeeld afkeuren, of een aanpassing van het ontwerp)
- via verder onderzoek het scenario O_3 elimineren dan wel de kans op dit scenario substantieel reduceren.

Uiteraard is er ook een kans dat door verder onderzoek het scenario O_3 bewaarheid wordt. Dat is uiteraard zuur, maar geeft natuurlijk wel een bijdrage aan de risico-reductie.

6.2.4 Toetsen van instabiliteitkans

Zoals eerder betoogd zijn door de TAW nog geen toetscriteria ten aanzien van de kansen op geotechnisch bezwijken van primaire waterkeringen expliciet vastgesteld. Inmiddels is er wel een praktijk gegroeid.

Voor het afleiden van stabiliteitseisen (schadefactoren) voor de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken (deel 2) is als referentie, uitgegaan van een maximale bijdrage aan de kans op overstroming door mogelijke instabiliteit van (het binnentalud van) de dijken rond een dijkkringgebied die gerelateerd is aan de overschrijdingskansnorm voor het toetspeil (vroeger de Maatgevende Hoogwaterstand, MHW, genoemd) voor het gebied, de zogenaamde "gebiedsnorm". Gekozen is toen voor een toelaatbare kans op instabiliteit van 1/10 van de gebiedsnorm. Die kans geldt voor alle dijken rond het gebied samen. Wanneer we in het kader van de toetsing op veiligheid een dijkvak beschouwen ligt het daarom in de rede om de toelaatbare instabiliteitskans voor het vak te kiezen naar rato van de lengte van het vak ten opzichte van de lengte die ten grondslag ligt aan de schadefactoren.

In de Provincie Zuid-Holland wordt doorgaans uitgegaan van een iets strengere referentie-eis: 1/100 in plaats van 1/10. Echter, daar wordt flexibel gebruik van gemaakt, in die zin dat voor de veiligheid tegen doorbraak relevante factoren, zoals onder andere reststerkte na bezwijken, kunnen worden verdisconteerd.

Tijdens studies in het kader van de TAW-Marsroute en de vervolgstudies is enig inzicht verkregen in de grootte van kansen door geotechnisch bezwijken die redelijkerwijs acceptabel zouden moeten worden geacht. Er is redelijke consensus over dat de bijdragen aan de kans op overstroming van een beschermd gebied als gevolg van een geotechnisch bezwijkmechanisme in de orde van 1/100 à 1/10 van de overschrijdingskans (per jaar) van het ontwerppeil (Maatgevende Hoogwaterstand bij rivieren) acceptabel moeten zijn. Maar vooralsnog is dat niet hard vastgelegd, genoemde kansen moeten worden opgevat als indicatief en hebben geen formele status.

In de Leidraad Kunstwerken [27] wordt het criterium voor de toelaatbare kans op constructief bezwijken (bij waterstanden lager dan het toetspeil) ook gekoppeld aan de gebiedsnorm. Voor een

zelfstandig waterkerend kunstwerk geldt dat de toelaatbare kans op bezwijken kleiner moet zijn dan 1/100 van de gebiedsnorm. Hoewel niet expliciet uitgesproken ligt hier een dijkvak-achtige filosofie aan ten grondslag.

Concluderend kan gesteld worden dat, strikt formeel gesproken, er (nog) geen expliciete voorschriften bestaan ten aanzien van toelaatbare kansen op instabiliteit van dijken, maar dat er in de praktijk voldoende referentie bestaat. In specifieke gevallen zal men in overleg met belanghebbenden doorgaans tot een verantwoorde eis kunnen komen.

6.3 Invloed van overleefde belasting (bewezen sterkte)

6.3.1 Invloed van één overleefde belastingsituatie

Onder een overleefde belastingsituatie wordt doorgaans verstaan een hoogwatersituatie in het verleden die zonder problemen ten aanzien van de stabiliteit is doorstaan. Voor zover de wijze waarop een hoge waterstand de sterkte van de waterkerende constructie aanspreekt en ook die sterkte zelf sinds de historische belastingsituatie niet in ongunstige zin is veranderd, levert het overleven nuttige informatie voor de veiligheidstoetsing. In hoofdstuk 4 is nader ingegaan op voorwaarden ten aanzien van de betrouwbaarheid van historische informatie en op richtlijnen hoe deze informatie te gebruiken bij deterministische veiligheidstoetsingen. In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de probabilistische aanpak bij het meenemen van een overleefde historische belasting. Voor onderbouwing van dit concept wordt ook verwezen naar [28] en [29].

Het begrip 'Bayesian updating' van instabiliteitskansen speelt een centrale rol. Daarbij worden eerst de historische en de toetssituatie (belastingssituatie voor de veiligheidstoetsing) afzonderlijk beschouwd. Voor beide situaties kunnen instabiliteitskansen worden berekend, zoals beschreven in de voorgaande paragrafen. Die kansen worden aangeduid als de a-priori instabiliteitskansen. Ze zijn gebaseerd op informatie betreffende waterstanden, geschatte verwachtingen en spreidingen van de hieruit voortvloeiende waterspanningen en geschatte verwachtingen en spreidingen van de grondeigenschappen. Kortom de informatie die vooraf beschikbaar is als we een schatting van de kans op instabiliteit voor de toetssituatie bepalen. Het gegeven dat in de historische situatie geen instabiliteit is opgetreden (ondanks dat er wel een kans was dat dit zou gebeuren) is nieuwe informatie welke wordt gebruikt om de kans op instabiliteit in de toetssituatie bij te stellen. Die bijgestelde kans wordt de a-posteriori instabiliteitskans genoemd. De basisuitdrukking voor de a-posteriori instabiliteitskans is:

$$P''[inst_T | \overline{inst_H}] = \frac{P'[inst_T] - P'[inst_T \cap inst_H]}{1 - P'[inst_H]} \quad (6.3)$$

Daarin zijn $P'[inst_T]$ en $P'[inst_H]$ respectievelijk de a-priori instabiliteitskansen in de toetssituatie en de historische hoogwatersituatie en $P''[inst_T | \overline{inst_H}]$ de a-posteriori instabiliteitskans in de toetssituatie, gegeven het overleven van (het niet optreden van instabiliteit in) de historische belastingsituatie. De a-priori instabiliteitskans voor de historische belastingsituatie is de kans op instabiliteit die berekend zou worden zonder gebruik te maken van het gegeven dat die belastingsituatie feitelijk is overleefd. Een belangrijke term in deze vergelijking is $P'[inst_T \cap inst_H]$. Dit is de kans op het optreden van instabiliteit in zowel de historische als de toetssituatie, zoals die berekend zou worden als niet bekend zou zijn dat de historische belastingsituatie feitelijk overleefd is. Deze kans is sterk afhankelijk van de correlatie tussen de bezwijkmechanismen in de historische en de toetssituatie.

Die correlatie is het gevolg van aannamen over hoe onzekerheden over belastingeffecten en sterkte in beide belastingsituaties worden gerealiseerd. Voor de grondeigenschappen wordt aangenomen dat de precieze grootte van, bijvoorbeeld, de schuifsterkte op zich weliswaar niet bekend is, maar dat die wel gelijk is in beide belastingsituaties. Hetzelfde geldt min of meer ook voor de rekenmodelonzekerheid.

Het rekenmodel heeft een bepaalde onnauwkeurigheid. We weten niet hoe groot de afwijking tussen model en werkelijkheid als gevolg van beperkingen van het rekenmodel is. Maar, als de bezwijkmechanismen in beide situaties erg op elkaar lijken mag aangenomen worden dat die afwijkingen voor beide belastingsituaties ongeveer gelijk zullen zijn. Bij de waterspanningen, daarentegen, zullen onzekerheden in historische en toetsituatie zich althans deels verschillend kunnen realiseren. Immers, de feitelijk gerealiseerde waterspanning in een belastingsituatie is, naast de hoogwaterstand en hoogwaterstandduur, ook afhankelijk van de neerslaggeschiedenis voorafgaande aan de belastingsituatie. Een deel van de waterspanningonzekerheid, met name van freatische waterspanningen, reflecteert neerslageffecten. De neerslageffecten voorafgaande aan de historische hoogwaterbelasting en een eventuele met de toetsituatie overeenkomende toekomstige hoogwaterstand zijn met grote kans verschillend. De realisaties van het deel van de waterspanningonzekerheden in historische en toetsituatie, die het gevolg zijn van neerslageffecten, moeten dus als ongecorrleerd worden beschouwd.

De correlatie tussen de bezwijkmechanismen in historische en toetsituatie kan aan de hand van de uitkomsten van de a-priori stabiliteitsanalyses worden geschat. Deze analyses hebben, zoals gezegd, naast de schatting van de instabiliteitkans ook probabilistische invloedscoëfficiënten als uitkomst. Met behulp van die coëfficiënten kan de correlatiecoëfficiënt tussen de bezwijkmechanismen in historische en toetsituatie berekend worden. Bij de bespreking van de modelleringaspecten (bijlage 2) zullen we daar nader op ingaan. De correlatiecoëfficiënt geven we aan met ρ_{TH} .

De a-posteriori instabiliteitkans voor de toetsituatie, dus gebruikmakend van het gegeven dat de historische belastingsituatie is overleefd, kan nu met gegeven ρ_{TH} worden berekend met de volgende formules, zie [29]:

$$\beta''_{T|H} \approx \frac{1}{\sqrt{1 - \rho_{TH}^2}} \left(\beta_T + \rho_{TH} \frac{e^{-\frac{1}{2}\beta_H^2}}{\sqrt{2\pi(1 - P'[\text{inst}_H])}} \right) \quad (6.4)$$

en

$$P''[\text{inst}_T | \overline{\text{inst}_H}] = \Phi(-\beta''_{T|H}) \quad (6.5)$$

Hierin zijn:

- $\beta''_{T|H}$ de (a-posteriori) betrouwbaarheidsindex voor de toetsituatie, gegeven het overleven van de historische belastingsituatie
- β_H de betrouwbaarheidsindex voor de historische belastingsituatie (behorend bij de a-priori instabiliteitkans)
- β_T de betrouwbaarheidsindex voor de toetsituatie (behorend bij de a-priori instabiliteitkans)

Aan de hand van vergelijking (6.4) zien we dat indien de correlatiecoëfficiënt zeer klein is, dat dan de a-posteriori betrouwbaarheidsindex ongeveer gelijk is aan de a-priori betrouwbaarheidsindex voor de toetsituatie, ofwel $\beta''_{T|H} \approx \beta_T$.

Daarmee is dus ook de a-posteriori kans op instabiliteit in de toetsituatie ongeveer gelijk aan de a-priori instabiliteitkans. Het gegeven dat de historische belastingsituatie is overleefd voegt derhalve in geval van geringe correlatie tussen historische situatie en toetsituatie geen informatie over de sterkte in de toetsituatie toe.

Is de correlatiecoëfficiënt groot, bijvoorbeeld bijna 1, dan is het effect op de instabiliteitkans in de toetsituatie groot, ofwel $\beta''_{T|H} \gg \beta_T$.

In dat geval is overleven van de historische belastingsituatie een zeer relevant gegeven voor de toetssituatie.

Een globale indicatie voor correlatiecoëfficiënten is de range 0,6 – 0,95. In tabel 6.1 is het aan de hand van vergelijking (6.3) berekende effect van variatie van de correlatiecoëfficiënt weergegeven voor de volgende gegevens:

- $\beta_H = 0,5$ overeenkomend met een instabiliteitkans $P'[inst_H] = 0,31$
- $\beta_T = 0,4 - 1,6$ overeenkomend met instabiliteitkansen $P'[inst_T] = 0,34 - 0,05$
- range van correlaties $\rho_{TH} = 0,65 - 0,95$

Tabel 6.1: Invloed van correlatie op a-posteriori betrouwbaarheidsindices en instabiliteitkansen

Historische situatie: $\beta_H = 0,5$ en $P'[inst_H] = 0,31$						
a-posteriori betrouwbaarheidsindices: β_{TH}''						
	$\rho_{TH} \Rightarrow$	0,65	0,75	0,85	0,90	0,95
Toetssituatie:	0,40	0,96	1,18	1,58	1,97	2,83
a priori $\beta_T =$	0,50	1,09	1,33	1,77	2,20	3,15
	0,60	1,23	1,48	1,96	2,43	3,47
	0,80	1,49	1,79	2,34	2,89	4,11
	1,00	1,75	2,09	2,72	3,35	4,75
	1,20	2,01	2,39	3,10	3,80	5,39
	1,40	2,28	2,69	3,48	4,26	6,03
	1,60	2,54	3,00	3,86	4,72	6,67
a-posteriori instabiliteitkansen $P'' [inst_T \overline{inst_H}]$:						
a priori $P'[inst_T] =$	0,34	0,17	0,12	0,06	0,02	2,3E-03
	0,31	0,14	0,09	0,04	0,01	8,2E-04
	0,27	0,11	0,07	0,02	7,6E-03	2,6E-04
	0,21	0,07	0,04	9,6E-03	1,9E-03	2,0E-05
	0,16	0,04	0,02	3,3E-03	4,1E-04	1,0E-06
	0,12	0,02	8,4E-03	9,7E-04	7,1E-05	3,5E-08
	0,08	1,1E-02	3,5E-03	2,5E-04	1,0E-05	8,1E-10
	0,05	5,5E-03	1,4E-03	5,7E-05	1,2E-06	1,3E-11

De berekeningresultaten in de tabel laten zien dat:

- De a posteriori betrouwbaarheidsindex groter is naarmate de a priori betrouwbaarheidsindex voor de toetssituatie groter is dan voor de historische belastingsituatie. Of in termen van faalkansen: dat de a posteriori faalkans kleiner is naarmate de a priori faalkans voor de toetssituatie kleiner is dan die voor de historische belastingsituatie.
- Dit effect sterker is naarmate de correlatie tussen de maatgevende mechanismen (glijcirkels of andere glijvlakken) in de toetssituatie en de historische belastingsituatie groter is.

Het beoogde resultaat is doorgaans een kleine a posteriori faalkans, in de orde van, zeg, 10^{-4} à 10^{-6} . Dit betekent dat de a priori faalkans in de historische situatie eigenlijk niet kleiner mag zijn dan in de toetssituatie én dat de correlatie tussen de maatgevende mechanismen in historische en toetssituatie groot moet zijn. Het eerste houdt praktisch in dat de belasting in de overleefde historische situatie niet kleiner mag zijn dan in de toetssituatie. Het laatste dat de "aangesproken" (grond)sterkte in de beide situaties ongeveer dezelfde moet zijn (dus dat de maatgevende glijvlakken niet erg ver uit elkaar liggen) en dat het 'niet systematische' deel in de onzekerheid over de waterspanningen, niet mag overheersen.

Dat laatste behoeft enige toelichting. Het effect van de waterstand is de ontwikkeling van waterspanningen in de dijk en de ondergrond. Die waterspanningen beïnvloeden de effectieve grondspanningen en daarmee het deel van de schuifsterkte dat geleverd wordt door de inwendige wrijving. Onzekerheden over de aanwezige, met name freatische, waterspanningen worden niet alleen veroorzaakt door onzekerheid over de waterspanningsrespons in de dijk op de buitenwaterstand, maar ook door waterspanningen die bij het begin van hoge buitenwaterstand al aanwezig waren als gevolg van de neerslaggeschiedenis gedurende enige tijd voorafgaande aan de hoge waterstand. De onzekerheid van de (freatische) waterspanningen bestaat dus uit twee delen, namelijk een deel dat voortkomt uit de berekening van de waterspanningsrespons op de buitenwaterstand, dus een soort berekeningsonzekerheid, en een deel dat gerelateerd is aan de neerslaggeschiedenis. Van de eerste kunnen we veronderstellen dat deze in de historische en de toetssituatie onderling afhankelijk zullen zijn; omdat in de historische situatie en de toetsituatie de responskarakteristieken niet veel af zullen wijken, althans wanneer de geohydrologische configuratie van de dijk en de ondergrond niet is gewijzigd. Was de waterspanningsopbouw in de historische situatie hoger dan volgens de berekeningen verwacht zou worden, dan zal dat ook in de toetsituatie zo zijn en vice versa. Dit deel van de waterspanningsonzekerheid noemen we daarom 'systematisch'. Van de aan neerslag gerelateerde waterspanningsonzekerheden kunnen we dat niet zonder meer veronderstellen. Stel immers, dat het aandeel in de onzekerheid van de waterspanningen als gevolg van neerslag groot is ten opzichte van het aandeel dat het gevolg is van de berekeningsonzekerheid van de respons op de buitenwaterstand. Als we geen informatie hebben over de neerslag voorafgaande aan de historische waterstand, dan kunnen we achteraf niet duiden of die is overleefd omdat de grond sterker is dan gedacht, of omdat de historische hoogwatersituatie toevallig samenviel met een zeer droge periode. Voor de toetsituatie moeten we uiteraard wel rekening houden met een bijdrage aan de (onzekerheid over) waterspanningen als gevolg van neerslag. In dit geval is dus de onzekerheid over waterspanningen die gerelateerd is aan neerslag 'niet systematisch' voor historische en toetsituatie.

In de bewezen sterkte analyse, zie bijlage 2, is dit van belang voor de keuze van de correlatie tussen waterspanningsonzekerheden in historische en toetsituatie. De correlatie in vergelijking 6.4 en in tabel 6.1 is afhankelijk van de gekozen correlaties tussen waterspanningsonzekerheden in historische- en toetsituatie en de correlatie tussen schuifsterkte(parameters) in historische- en toetsituatie. De laatste kunnen doorgaans op 1.0 worden gesteld, omdat de kern van het bewezen sterkte concept is dat dezelfde grond wordt aangesproken en dat dus de schuifsterkteparameters voor de historische en de toetsituatie, hoewel op zich niet exact bekend hoe groot, wel gelijk zijn.

De hier gegeven beschouwing is richtinggevend voor de beoordeling van de bruikbaarheid en effectiviteit van het bewezen sterkte concept voor een bepaalde toetsituatie op basis van een overleefde hoogwatersituatie en geldt zowel voor de hier geschetste probabilistische aanpak, als voor de in hoofdstuk 4 geschetste deterministische aanpak.

6.3.2 Invloed van meerdere overleefde belastingsituaties

Denkbaar is dat gedurende de levensduur van een dijk meerdere keren (en soms vaak) grote belastingsituaties zijn opgetreden die zonder probleem zijn overleefd. Naarmate dit vaker is gebeurd neemt intuïtief het vertrouwen in de sterkte van de dijk toe. De achterliggende ratio is dat naarmate vaker hoge belastingsituaties zijn opgetreden, de kans toeneemt dat daarbij een situatie zit waarbij ook andere relatief ongunstige effecten zijn opgetreden.

Bijvoorbeeld, bij slechts één historische hoge waterstand is de kans klein dat die toevallig ook samengevallen is met een voorafgaande periode met grote neerslag. Veiligheidshalve moet in een bewezen sterkte analyse dus gerekend worden met een relatief klein neerslageffect in de historische situatie en een relatief groot neerslageffect in de toetsituatie. Naarmate vaker een hoge waterstand is opgetreden wordt de kans ook groter dat tenminste in één van die gevallen er ook sprake is van relatief grote neerslag. Hiermee kan rekening gehouden worden in de bewezen sterkte analyse, door bij de berekening van de a-priori instabiliteitkans voor de historische belastingsituatie uit te gaan van

een groter neerslageffect op de waterspanningen. De verwachtingswaarden van de stijghoogten worden groter en de spreidingen (althans die delen die onzekerheid over neerslageffect reflecteren) worden kleiner.

In bijlage B2.4 en B2.5 wordt hier nader op ingegaan. Wat voor neerslageffecten geldt, geldt uiteraard ook voor eventuele andere niet reproduceerbare effecten, die in de stabiliteitsanalyse worden meegenomen via de modellering van onzekerheden.

6.3.3 Toetsen van instabiliteitkansen o.b.v. bewezen sterkte analyse

De berekende a-posteriori kansen op instabiliteit worden getoetst aan dezelfde toelaatbaar geachte instabiliteitkansen die ook voor toetsing van de a-priori instabiliteitkansen gelden (zie paragraaf 6.2.4). Het mee in beschouwing nemen van overleefde historische belastingen is immers gebruik maken van extra informatie over de sterkte. Dit leidt weliswaar tot (vaak rigoureuze) aanpassingen van de instabiliteitkansen, maar er is geen enkele reden om te veronderstellen dat daarbij getoetst moet worden aan andere (scherpere) eisen.

REFERENTIES

- [1] Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Technische adviescommissie van de waterkeringen, Deel 1 - Bovenriviereengebied en Deel 2 - Benedenriviereengebied – Appendices, Staatsuitgeverij, 1985 en 1989
- [2] Onderzoeksrapport voor de bepaling van de Actuele Sterkte van rivierdijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, juni 1996.
- [3] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, juni 2001.
- [4] Markermeer II, Bewezen sterkte met betrekking tot geotechnische stabiliteit, Infram, kenmerk i221, december 2000
- [5] Wet op de Waterkering, Staatsblad 1996, 8, SDU uitgeverij, 's Gravenhage, 1996.
- [6] Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV), Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Januari 2004.
- [7] Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, december 2001.
- [8] Handreiking Constructief Ontwerpen (Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van dijkversterking), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Den Haag, april 1994.
- [9] Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, maart 1999.
- [10] Technisch Rapport voor het toetsen van boezemkaden, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, juni 1993.
- [11] Inventarisatie van richtlijnen en handreikingen betreffende toe te passen kruinbreedte bij rivier-, zee- en meerdijken, ir. P. Blommaart, RWS/DWW, Delft, 29-11-2001.
- [12] Construeren met grond (CUR publicatie 162), CUR, Gouda, 1993.
- [13] Discussienota over reststerkte na afschuiving, Fugro rapport M-0115, Fugro Ingenieursbureau, Nieuwegein, 1994.
- [14] Zonering binnentalud (implementatie in Mstab), GeoDelft rapport CO-390110 (2^e concept in opdracht van de Provincie Zuid-Holland), GeoDelft, Delft, januari 2002.
- [15] Stabiliteitsbeoordeling bij overgedimensioneerde dijken, Fugro rapport K-0098 (conceptversie 26 februari 2002), Fugro Ingenieursbureau, Nieuwegein, februari 2002.
- [16] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, november 2004.
- [17] The practical values of slope stability models, A. Koelewijn, In Learned and Applied, Soil Mechanics out of Delft (Eds. Barends & Steijger), A.A. Balkema Publishers, ISBN 90 5808 357 3, 2002
- [18] Probabilisme in de Geotechniek (Studie i.o.v. Rijkswaterstaat DWW met diverse rapportages van GeoDelft en Fugro - Onderdeel Ruimtelijke variabiliteit, Fase AIII), Grondmechanica Delft rapport CO-361410/95, Grondmechanica Delft, 1997

- [19] Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansenanalyse, E.O.F. Calle, Land en Water no. 11 jaargang 42, november 2002
- [20] Measuring Spatial Correlation of Soil Properties, A.C.W.M. Vrouwenvelder en E.O.F. Calle, Heron no 4, jaargang 2003, Uitgave TNO-Bouw en TU-Delft, 2003.
- [21] Framework for Risk Assessment and Evaluation, Discussion paper submitted to the Joint Committee on Structural Safety (meeting Madrid 2004, 2end draft March 2004), Kroon, Inger B. & Marc A. Maes, maart 2004.
- [22] Stabiliteitstoetsing Boezemkaden, Grondmechanica Delft rapport CO-327600/6, februari 1992.
- [23] Cases aard en omvang van grondonderzoek, Grondmechanica Delft rapport CO-319830/20, Cur C68/3-06, CUR, juli 1991.
- [24] Soil Mechanics, R.F.Craig, Van Nostrand Reinhold Comp., London 1974 (ISBN 0 442 30013 1).
- [25] New approach for uplift induced slope failure, Van, M.A., Proceedings of the 15th International Conference on soil Mechanical and Geotechnical Engineering, Istanbul, 27-31 August 2001, Vol 3, pp. 2285-2288.
- [26] PROSTAB, een computerprogramma voor probabilistische Analyse van Stabiliteit van Taluds, GeoDelft, GeoDelft rapport CO-266484/32, april 1990.
- [27] Leidraad Kunstwerken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. mei 2003.
- [28] Probability of Failure of existing Earth Slopes, E.O.F Calle en M.T. van der Meer, Int. Conference On Safety, Risk and reliability, Trends in Engineering. Malta, March 2001
- [29] Bewezen Sterkte bij Dijken, E.O.F. Calle, Geotechniek 2005, Vol. 1.
- [30] IJkpunt Marsroute TAW, Case Hoeksche Waard (modelfactor macro-stabiliteit), GeoDelft, GeoDelft rapport CO-367060/30, januari 1997.
- [31] User's Manual PC-Model MPROSTAB, GeoDelft, GeoDelft Software Group, 1994.
- [32] MPROSTAB Guideline for use of extended version, GeoDelft Software Group, november 2001.
- [33] Bewezen Sterkte, Vergelijking van Deterministische met Probabilistische Aanpak, E.O.F. Calle, GeoDelft rapport: 385640/18, 2000.
- [34] Assessment of Safety against Slope Failure of existing Earth Structures, E.O.F. Calle en M.T. van der Meer, Proc. Int. Conf. On Safety Risk and Reliability, trends in Engineering, Malta, 2001.
- [35] Onderzoek naar effecten van extreme neerslag op waterspanningen in een dijk, C. Swart Geodelft rapport CO-280000/25, maart 1990.
- [36] Een praktische benadering van de faalkans van een seriesysteem met identieke elementen en constante onderlinge correlatie, E.O.F. Calle, Notitie Grondmechanica Delft, december 1987.

SYMBOLENLIJST

Symbol	Dimensie	Omschrijving
a	-	parameter die de verhouding tussen lokale variantie en totale regionale variantie representeert
c	kPa	cohesie
h_k	m [t.o.v. NAP]	
n	-	cotangens van de taludhelling
n	-	omvang van de steeproef
q	l/m/s	debiet per strekkende meter
C_u	kPa	ongedraineerde schuifsterkte
D_h	m	correlatieparameter die de snelheid van variatie van bodemopbouw in horizontale richting reflecteert
D_v	m	correlatieparameter die de snelheid van variatie van bodemopbouw in verticale richting reflecteert
F	-	stabiliteitsfactor
H	m	kerende hoogte (hoogteverschil tussen kruinhoogte en maaiveld)
L_{gem}	m	afstand tussen twee opeenvolgende toppen van een in hoogteligging variërende laagscheiding
$P[x]$ of P_x	-	kans op gebeurtenis x
β	-	betrouwbaarheidsfunctie
α	° (graden)	taludhelling
α_x	-	probabilistische gevoeligheidscoëfficiënt voor stochastische grootte x
β	-	betrouwbaarheidsindex
γ	-	stabiliteitsfactor
γ_{cor}	-	correctiefactor op de stabiliteitsfactor
γ_d	-	gevoeligheids- of modelfactor
γ_m	-	materiaalfactor
γ_n	-	schadefactor
$\gamma_{stab,0}$	-	stabiliteitsfactor voor de (huidige) maatgevende situatie
$\gamma_{stab,0,cor}$	-	gecorrigeerde stabiliteitsfactor voor de (huidige) maatgevende situatie
$\gamma_{stab,his}$	-	stabiliteitsfactor voor de situatie tijdens historisch hoogwater
φ	° (graden)	hoek van inwendige wijving
μ_x	-	verwachtingswaarde van stochast x
ρ	-	correlatiecoëfficiënt
σ_x	-	standaardafwijking van stochast x
$\Phi(\)$	-	standaardnormale kansverdelingsfunctie

BIJLAGE 1
VOORBEELD DIJKEN ZWARTE WATER

B1.1 INLEIDING EN PROJECTOMSCHRIJVING

In de voorgaande hoofdstukken is het ontwerp van waterkerende grondconstructies in geotechnische zin uitgebreid beschreven. In dit hoofdstuk zullen een aantal van de behandelde aspecten worden toegelicht aan de hand van een voorbeeld uit de adviespraktijk. Het gaat daarbij primair om een illustratie van het technisch rapport en niet om het integraal weergeven van een dijkverbeteringsproject. Sommige integrale aspecten zoals bijvoorbeeld de vertaalbaarheid van resultaten naar andere strekkingen en de keuze van een representatief dwarsprofiel uit een totale strekking zullen dan ook niet aan de orde komen.

Het voorbeeld betreft een gedeelte van de waterkering gelegen langs het Zwarte Water ten noorden van Zwolle. Deze waterkering diende eind jaren negentig te worden getoetst en indien noodzakelijk, te worden aangepast aan de normen zoals omschreven in de Wet op de waterkering en uitgewerkt in de vigerende leidraden en technische rapporten. Om de aanpassingen op voorhand te minimaliseren is besloten om bij de brug van de N50 over het Zwarte Water een Balgstuw aan te leggen. Deze afsluitbare stuw voorkomt het opstuwen van IJsselmeerwater in de richting van het Zwarte Water en leidt derhalve tot lagere maatgevende waterstanden in het stroomgebied gelegen achter de Balgstuw Ramspol. Hierdoor werd op voorhand een gunstig effect op de veiligheid van de waterkering verwacht.

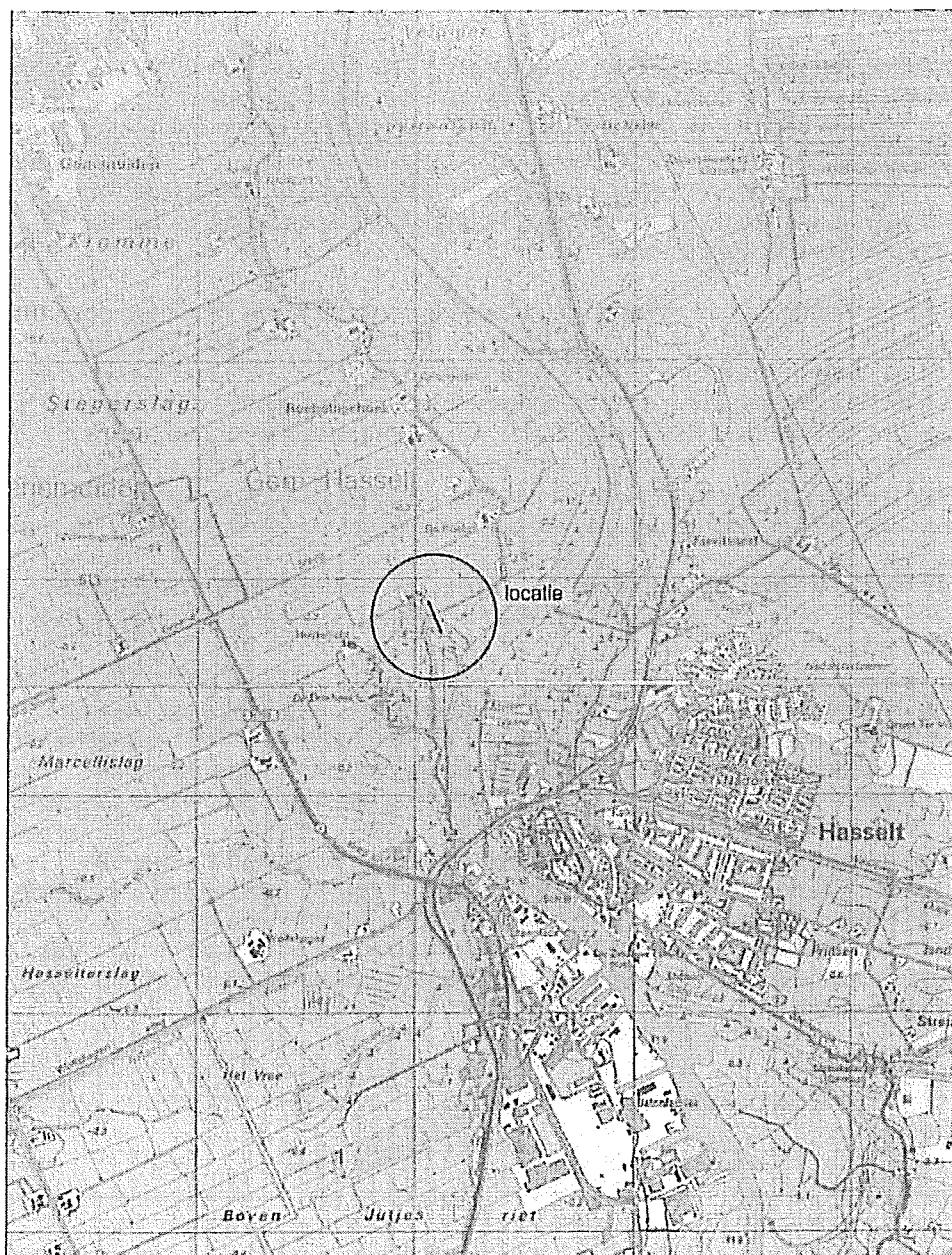
Door de aanleg van de Balgstuw verandert het karakter van het rivierenstelsel achter de Balgstuw. Door het verdwijnen van de invloed van het IJsselmeer zal het rivierenstelsel de eigenschappen van bovenrivierlopen aannemen.

In eerste instantie is de huidige toestand van de waterkering langs het Zwarte Water conform de geldende leidraden en technische rapporten geïnventariseerd. De resultaten van dit grondmechanisch onderzoek waren in die mate tegenvallend, dat de aanpassingen op basis van dit onderzoek grootschaliger zouden uitvallen dan op voorhand vanwege de aanleg van de Balgstuw was verwacht.

Naar aanleiding hiervan en vanwege het beschikbaar komen van de methode Actuele Sterkte (Onderzoeksrapport 'Actuele Sterkte van dijken') is onderzocht of binnen de door het bevoegd gezag gestelde ontwerpvoorwaarden en uitgangspunten nog mogelijkheden tot optimalisatie van de resultaten van het grondmechanisch hoofdonderzoek aanwezig waren. Het uiteindelijk uitgevoerde onderzoek op basis van de methode Actuele Sterkte heeft geleid tot een aanzienlijke reductie van de verbeterings- en ontwerpdimensies.

Het bovenstaande proces wordt aan de hand van een voorbeeldprofiel toegelicht. Het voorbeeldprofiel bevindt zich ter plaatse van de Driehoek langs het Zwarte Water (zie figuur B1.1) en is maatgevend voor de dijkstrekking ter plaatse.

Tot slot wordt opgemerkt dat de uitwerking van het in deze bijlage beschreven praktijkvoorbeeld nog is gebaseerd op het hiervoor al genoemde Onderzoeksrapport 'Actuele Sterkte van dijken'. De inhoudelijke uitwerking van met name het onderwerp bewezen sterkte in dit Technisch Rapport Actuele Sterkte wijkt op onderdelen af van de uitwerking in het Onderzoeksrapport. Aan het principe van toepassing van de methode doet dit echter niets af. Op de belangrijkste inhoudelijke verschillen wordt in de slotparagraaf B1.5.2 van deze bijlage nader ingegaan.



Figuur B1.1: Locatie voorbeeldprofiel de Driehoek langs het Zwarte Water

B1.2 GEGEVENS GRONDMECHANISCH ONDERZOEK

B1.2.1 Inleiding

In deze paragraaf worden de basisgegevens voor dit project gegeven: grondopbouw, grondonderzoek, belastingen en overige gegevens.

B1.2.2 Grondonderzoek, geologie en grondopbouw

Ter bepaling van de opbouw van de ondergrond langs het Zwarte Water ten behoeve van het grondmechanisch hoofdonderzoek, is terreinonderzoek uitgevoerd en is de geologie van het gebied bestudeerd. Het terreinonderzoek heeft bestaan uit:

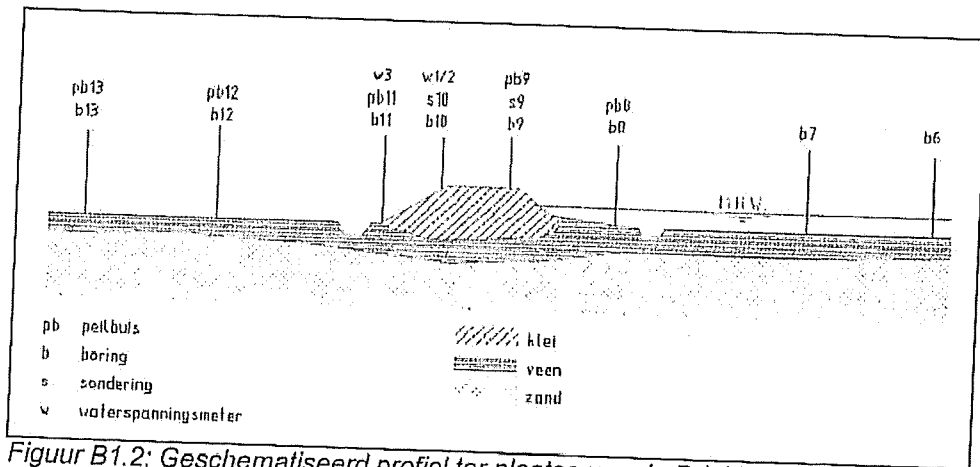
- elektromagnetische metingen;
- sonderingen;
- diepe machinaal uitgevoerde boringen;
- ondiepe handmatig uitgevoerde boringen.

De geologie van de betreffende locatie langs het Zwarte Water wordt in belangrijke mate bepaald door sedimenten, die gedurende het Pleistoceen en Holoceen onder invloed van rivieren, zee en de wind zijn afgezet.

Het Holoceen wordt gekenmerkt door een zeespiegelstijging, waardoor in lagere gebieden veen kon ontstaan en zeeklei kon worden afgezet. De lagere ligging van het landschap langs het Zwarte Water heeft geleid tot het ontstaan van een vochtig milieu dat veenvorming mogelijk maakte. Het gebied grenzend aan het Zwarte Water is blootgesteld geweest aan frequente inundaties waarbij zeeklei werd afgezet. Plaatselijk kan het Holocene pakket bestaand uit klei en veen zijn onderbroken door een rivierduin of zandige rivierafzettingen. Onder het Holocene pakket bevindt zich het Pleistocene zand. De bovenste laag van het Pleistocene zand met een gemiddelde dikte van 5 meter behoort tot de formatie van Twente en heeft een relatief kleine gemiddelde korrelgrootte van 0,2 mm. Onder de formatie van Twente bevinden zich grovere zanden, die tot de formatie van Kreftenheye behoren. De dikte van deze laag bedraagt ongeveer 50 meter. De gemiddelde korrelgrootte van dit zand is bepaald op 0,5 mm.

Op basis van het terreinonderzoek en de geologische beschouwing is de grondopbouw vastgesteld en zijn geotechnische lengteprofielen opgesteld voor de binnenteeen, de kruin en de buitenteeen van de waterkering. Langs het Zwarte Water is onder en naast de dijk een vrijwel aaneengesloten Holoceen pakket bestaande uit veen en klei aanwezig. Het veen bestaat voornamelijk uit Hollandveen en heeft een dikte van 2 tot 3 meter. Het veen wordt plaatselijk afgedekt door een dunne kleilaag van de formatie van Duinkerke met een dikte die varieert tussen 0,2 en 0,6 meter.

Ter plaatse van het voorbeeldprofiel ontbreekt de afdekkende kleilaag van de formatie van Duinkerke en bestaat het hele Holocene pakket uit Hollandveen. In het voorland bedraagt de dikte van het veenpakket 2,3 meter, terwijl de dikte in het achterland 2,5 meter bedraagt. Door het gewicht van de dijk is de dikte van het veenpakket onder de dijk kleiner. De dijk zelf bestaat geheel uit opgebrachte klei. De kruin bevindt zich op NAP + 3 meter. Het onder het holocene pakket gelegen Pleistocene zand vormt de vaste onsamendrukbare basis.



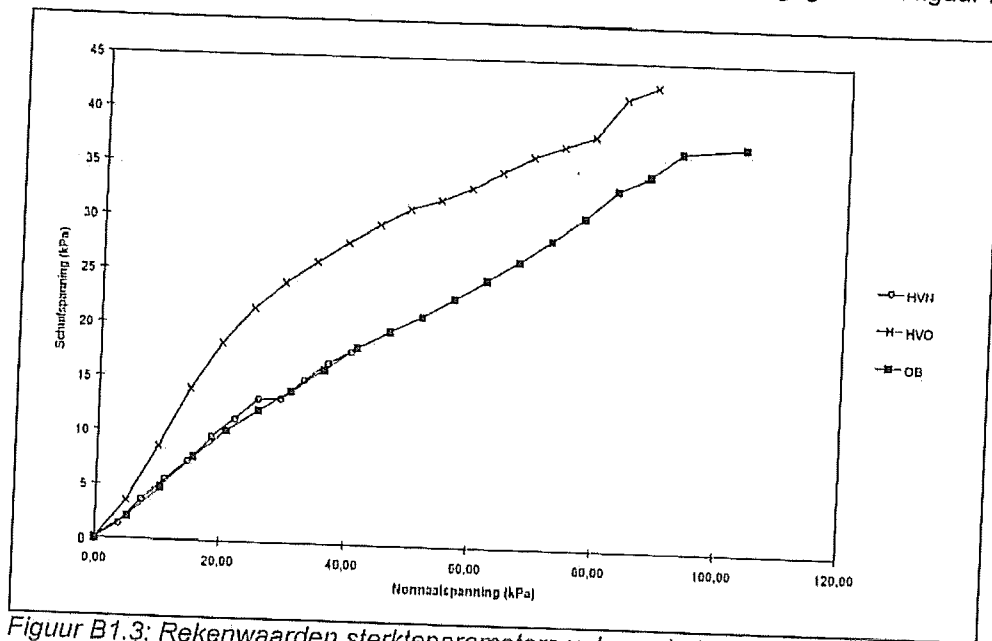
Figuur B1.2: Geschematiseerd profiel ter plaatse van de Driehoek

B1.2.3 Laboratoriumonderzoek en parameterbepaling

Ter bepaling van de eigenschappen van de op de voorbeeldlocatie voorkomende grondsoorten zijn ongeroerde monsters gestoken en zijn sterkteproeven uitgevoerd in het laboratorium. Van de samendrukbare grondsoorten zijn op statistische wijze regionale proevenverzamelingen van sterkteparameters opgesteld. Het betreft de grondsoorten:

- Hollandveen onbelast (naast de dijk, HVN);
- Hollandveen belast (onder de dijk, HVO);
- Dijkmateriaal (OB).

Deze proevenverzamelingen zijn gebruikt om middels een statistische bewerking de zogenaamde karakteristieke waarden van de sterkteparameters vast te stellen. De karakteristieke waarden van de sterkteparameters worden gecorrigeerd met een materiaalfactor om verschillen tussen beproevingsmethoden en onzekerheden in de beschrijving van het materiaalgedrag in rekening te brengen. De rekenwaarden van de sterkteparameters zijn weergegeven in figuur B1.3.



Figuur B1.3: Rekenwaarden sterkteparameters volgens het grondmechanisch onderzoek

De onsamendrukbare grondsoorten zijn niet in het laboratorium beproefd. Voor het Pleistocene zand in de ondergrond is conform de NEN 6740 een effectieve hoek van interne wrijving van 30 graden en een effectieve cohesie van 0 kN/m^2 aangenomen.

B1.2.4 Overige gegevens

De maximale belasting van het dijklichaam vindt plaats tijdens maatgevende omstandigheden. Het maatgevend hoogwater (MHW) bedraagt NAP + 1,5 meter voor de Driehoek. Het polderpeil bevindt zich op NAP - 1,3 meter. De kruin van de dijk bevindt zich op NAP + 3 meter. Op de dijk bevindt zich een geasfalteerde weg, zodat ook met verkeersbelasting rekening dient te worden gehouden.

B1.3 TOETSING EN ONTWERPCONSEQUENTIES GRONDMECHANISCH ONDERZOEK

B1.3.1 Inleiding

De toetsing op veiligheid van het voorbeeldprofiel de Driehoek is uitgevoerd conform de Leidraad Toetsen op Veiligheid, de voorloper van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [6]. Voor wat betreft de beoordeling van de macrostabiliteit binnenwaarts is er geen sprake van belangrijke inhoudelijke verschillen tussen de Leidraad en het Voorschrift.

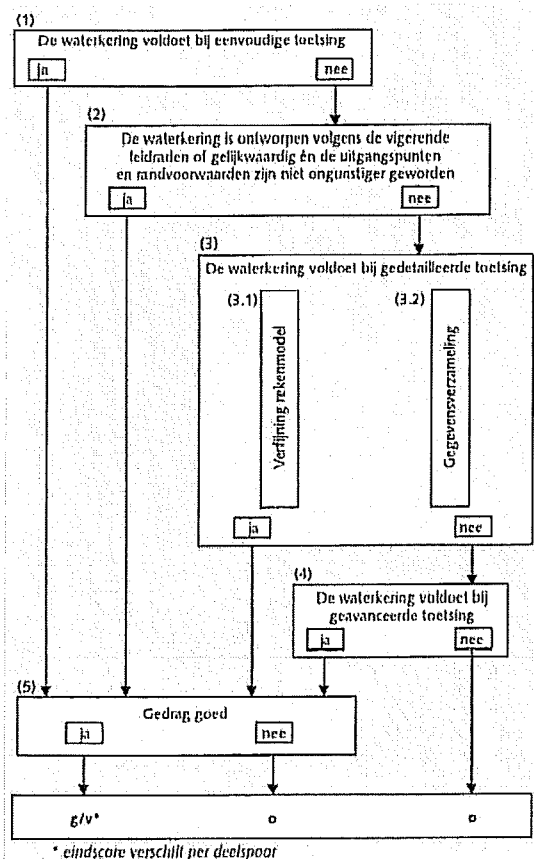
De volgende toetssporen zijn beschouwd:

- Kruinhoogte;
- Piping;
- Binnenwaartse macrostabiliteit;
- Buitenwaartse macrostabiliteit;
- Microstabiliteit.

In deze bijlage wordt de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit eruit gelicht.

B1.3.2 Macrostabiliteit binnenwaarts

Toetsing van de binnenwaartse macrostabiliteit is gebaseerd op een situatie met een maatgevende hoogwaterstand. Het beoordelingsschema stabiliteit voor dijken en dammen, afkomstig uit de VTV, is in figuur B1.4 weergegeven.



Figuur B1.4: Beoordelingsschema stabiliteit voor dijken en dammen

Stap 1: Eenvoudige toetsing

De eenvoudige toets op macrostabiliteit binnenwaarts betreft een geometrische toets. Het profiel voldoet niet volgens deze toets.

Stap 2: Gehanteerde ontwerpmethod

De dijk is niet recent ontworpen, het is onduidelijk volgens welke leidraad de waterkering is ontworpen.

Stap 3: Gedetailleerde toetsing

Tijdens het grondonderzoek is voldoende onderzoek verricht om een toetsing volgens de leidraden en technische rapporten uit te voeren. Er kan nader onderzoek worden gedaan in de vorm van stabiliteitsberekeningen volgens de methode Bishop.

Bij berekening van de binnenwaartse macrostabiliteit dient volgens de geldende leidraden en technische rapporten een minimale schadefactor $\gamma_n = 1,1$ te worden gehanteerd. De score goed kan dus bij beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit worden toegekend bij een veiligheidsfactor van 1,1 of hoger.

Bij de berekening van de veiligheidsfactoren dienen de hydrologische randvoorwaarden te worden vastgesteld. Het effect van de vorming van een freatische lijn in het dijklichaam en het effect van opdrijven van het achterland is van belang voor de stabiliteit van de waterkering. Bij beschouwing van de binnenwaartse macrostabiliteit kunnen twee afschuivingsmechanismen worden onderscheiden; de reguliere cirkelvormige afschuiving en een drukstaafmechanisme, dat optreedt onder oprijfomstandigheden.

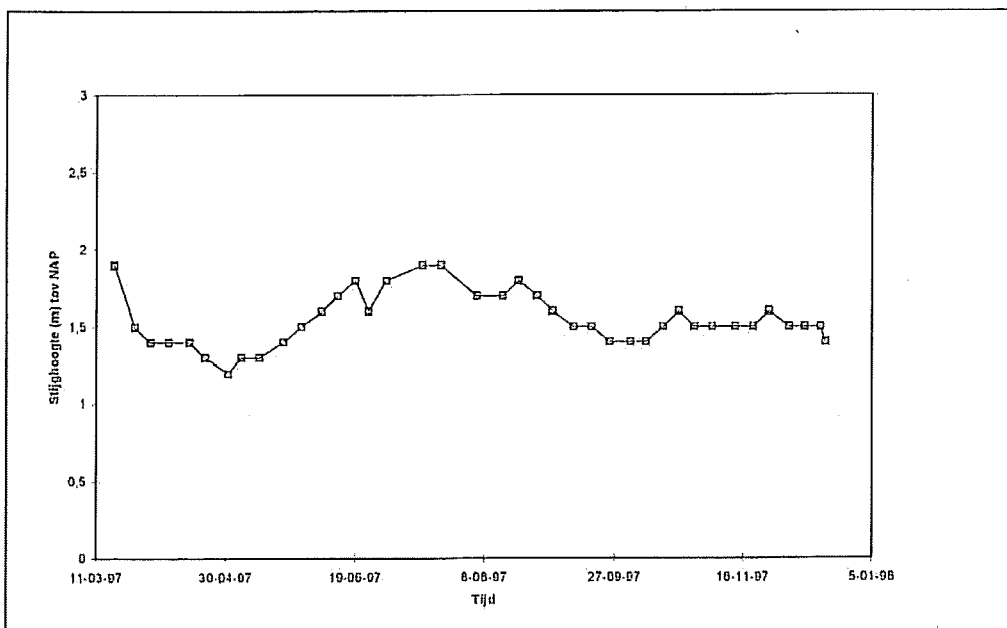
De mogelijkheid voor het optreden van opdrijven van het achterland en het in werking treden van het drukstaafmechanisme is beschouwd door de waterspanningen in het watervoerende pakket uit te rekenen. De berekening is uitgevoerd conform de richtlijnen uit de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1.

Toetsing van de stabiliteit van het dijklichaam bij het optreden van het drukstaafmechanisme kan worden uitgevoerd door een aanpassing van de reguliere Bishop methode, die wordt gebruikt voor cirkelvormige glijvlakken. De weerstandloze oprijfzone kan worden gesimuleerd door geen sterkte aan het Holocene pakket toe te kennen in de oprijfzone.

De freatische lijn in het dijklichaam tijdens MHW omstandigheden is afhankelijk van de grondsoort in de dijk. Bij een slecht doorlatende klei kan bij voldoende neerslag een opbolling van de freatische lijn ontstaan. De hoogte van de opbolling is afhankelijk van de doorlatendheid van de klei.

De klei in de dijk is niet homogeen van samenstelling, zodat het meten van de waterspanningen in het dijklichaam de meest betrouwbare manier is om de mate van opbolling van de freatische lijn vast te stellen. De meetresultaten zijn weergegeven in figuur B1.5.

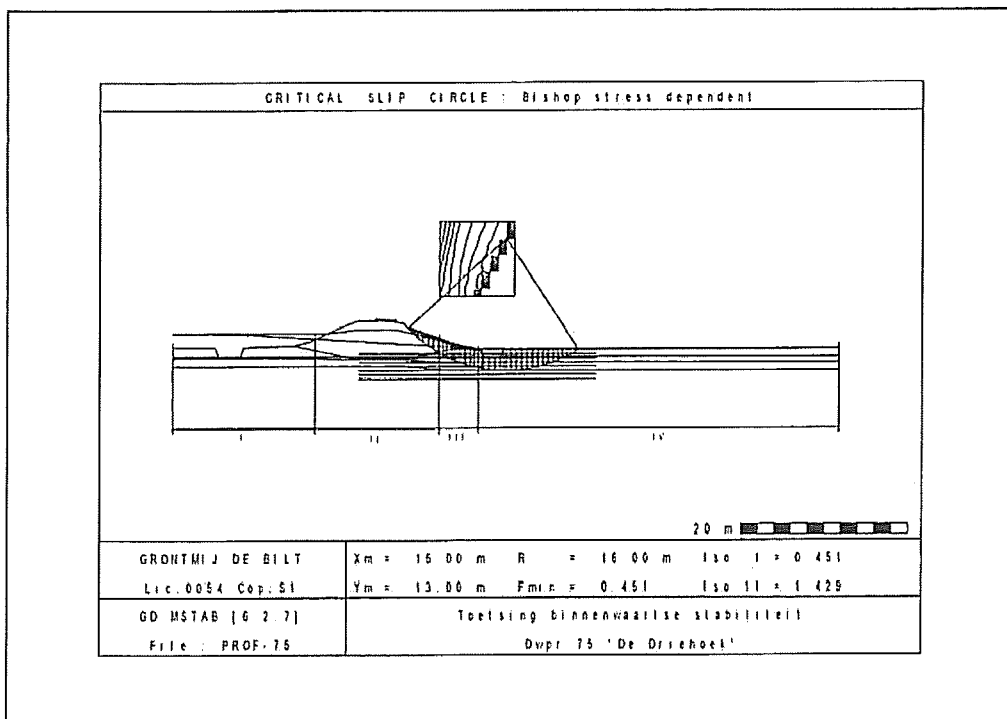
Op basis van de meetresultaten is het volgende uitgangspunt bij de stabiliteitsberekeningen gehanteerd: bij een dijk met een kleikern bevindt de freatische lijn zich 1 meter onder de kruin van de dijk. Aan de zijde van het buitentalud verloopt de freatische lijn lineair naar de hoogte van het MHW. Aan de zijde van het binnentalud verloopt de freatische lijn lineair tot aan de teen van de dijk.



Figuur B1.5: Waterspanningsmetingen in het voorbeeldprofiel

In de toetsing is naast de hydrologische randvoorwaarden uitgegaan van een verkeersbelasting van 13 kPa.

De stabiliteitsberekening resulteert in een veiligheidsfactor van 0,45 (opdriftsituatie), zie figuur B1.6.



Figuur B1.6: Toetsing macrostabiliteit binnenwaarts

Het intredepunt van de gepresenteerde glijcirkel in figuur B1.6 bevindt zich in het binnentalud. Om deze reden wordt gecontroleerd of deze afschuiving als maatgevend kan worden beschouwd. Indien de afschuiving het minimaal benodigd profiel ter voorkoming van overstroming niet aantast, kan een differentiatie van de schadefactor worden toegepast.

Het minimaal benodigd profiel ter voorkoming van inundatie wordt bepaald volgens de 'Handreiking Constructief Ontwerpen' [8]. De volgende parameters zijn gebruikt:

- MKH = 2,0 (m) maatgevende kruinhoogte
- K = 3,0 (m) minimaal benodigde kruinbreedte
- n = 2,0 (-) minimaal benodigde cotangens helling binnentalud
- H = 3,6 (m) hoogteverschil kruin en achterland.

$$\text{Zone 1} = 3,0 + 3,6 = 6,6 \text{ m}$$

Het intredepunt van de glijcirkel blijkt zich in zone 1 te bevinden, zodat differentiatie van de schadefactor niet mogelijk blijkt. Hierbij past de opmerking dat een stabiliteitsfactor van 0,45 ook voor zone 2 onacceptabel zou moeten worden gevonden. In de 'Handreiking Constructief Ontwerpen' wordt voor zone 2 voor bovenrivieren een schadefactor van 1,0 aanbevolen.

Stap 4: Geavanceerde toetsing

Bewijs van goed gedrag van de waterkering uit een historische belastingsituatie blijkt onbetrouwbaar zodat een beoordeling op basis van bewezen sterkte niet mogelijk is. Het is overigens maar de vraag of een voldoende oordeel op basis van bewezen sterkte, indien dergelijke informatie wel voorhanden zou zijn, wel geaccepteerd zou mogen worden. De stabiliteitsfactor die met de stabiliteitsberekening is bepaald is immers dermate laag, dat een gedegen nader onderzoek naar de oorzaak van het verschil in uitkomsten noodzakelijk zou zijn.

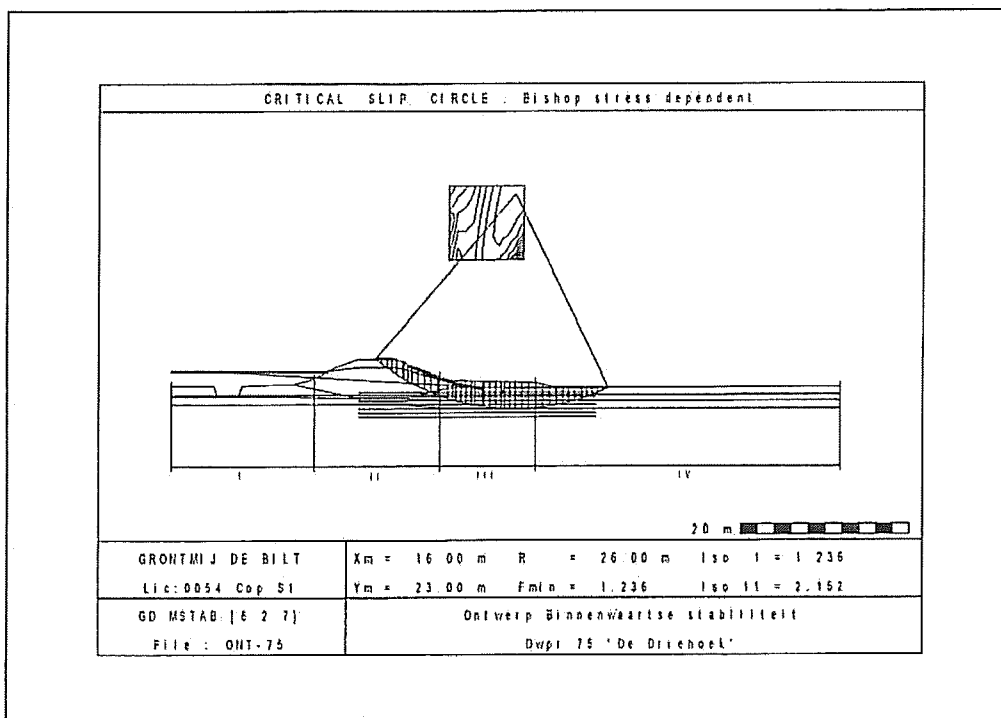
Omdat de waarde van de berekende stabiliteitsfactor zoveel lager is dan de vereiste waarde van 1,1 is besloten ook verder geen poging meer te wagen om via een geavanceerde toets tot een voldoende toetsingsoordeel te komen.

B1.3.3 Ontwerpconsequenties en conclusies

De tekortkoming met betrekking tot de binnenwaartse macrostabiliteit kan worden opgelost door een binnendijkse steunberm aan te brengen. De dimensies van de steunberm zijn bepaald middels een stabiliteitsberekening waarbij aan de minimale eis van een veiligheidsfactor van 1,1 wordt voldaan.

De vereiste afmetingen van de steunberm bedragen 10,5 meter lengte en 0,9 meter dikte.

Een overzicht van de stabiliteitsberekening voor de situatie met steunberm met genoemde afmetingen is weergegeven in figuur B1.7.



Figuur B1.7: Dimensionering binnendijkse steunberm, lengte= 10,5 m, dikte = 0,9 m

Om te onderzoeken in welke mate deze afmetingen van de steunberm mogelijk nog kunnen worden aangescherpt is een aanvullend onderzoek Actuele Sterkte uitgevoerd. De inhoudelijke uitwerking daarvan is beschreven in het hiernavolgende hoofdstuk B1.4

B1.4 ONDERZOEK ACTUELE STERKTE

B1.4.1 Inleiding

Gedurende het toetsingsproces is gebleken dat de resultaten van het grondmechanisch hoofdonderzoek niet één op één de basis konden vormen voor verdere planvorming. De resultaten waren namelijk in die mate tegenvallend, dat de aanpassingen op basis van dit onderzoek grootschaliger zouden uitvallen dan op voorhand vanwege de aanleg van de Balgstuw was verwacht.

Deze paragraaf beschrijft de toepassing van de methode Actuele Sterkte. Daarbij is voor wat betreft technische uitwerking gebruik gemaakt van hetgeen was beschreven in het 'Onderzoeksrapport voor de bepaling van de Actuele Sterkte van rivierdijken' [2] aangaande 'bewezen sterkte' en 'locaal onderzoek'. Daarbij wordt opgemerkt dat de uitwerking van met name bewezen sterkte (in dit hoofdstuk ook wel 'historisch onderzoek' genaamd) volgens de aanpak in dit onderzoeksrapport enigszins afwijkt van de aanpak die in dit technisch rapport is beschreven. Gevolg daarvan is dat de parameter γ_{cor} in dit voorbeeld een andere definitie heeft dan in dit technisch rapport.

In het geval van de Driehoek is het volgende proces doorlopen:

- In eerste instantie is gekeken of er sprake was van de situatie dat de omstandigheden tijdens HHW aantoonbaar equivalent waren aan de situatie tijdens huidig MHW. In zijn algemeenheid bleken er slechts gegevens beschikbaar over de hoogte van het HHW. Overige gegevens ontbraken, zodat de conclusie werd getrokken dat de situatie tijdens HHW niet aantoonbaar equivalent was aan die tijdens huidig MHW.
- Vervolgens is onderzocht in hoeverre het wel aannemelijk was dat HHW > MHW. Hoewel er geen feitelijke gegevens beschikbaar waren, waren er ook geen rapportages van ernstige schade. Op grond daarvan is besloten dat het aannemelijk is dat er een situatie is opgetreden waarbij HHW > MHW. Hierbij is er voor gekozen om gezien de onzekerheden een onderbouwing uit te voeren op basis van het onderzoeksrapport Actuele Sterkte.
- De onderbouwing van de aannemelijkheid is vervolgens primair uitgevoerd met behulp van de methode historisch hoogwater uit het onderzoeksrapport Actuele Sterkte. Vanwege de genoemde onzekerheden ten aanzien van de feitelijke historische omstandigheden, is er mede vanwege de nog beperkte ervaring met de methode Actuele Sterkte voor gekozen de resultaten van het historisch onderzoek nog steekproefgewijs te onderbouwen/verifiëren met aanvullend lokaal onderzoek.

B1.4.2 Historisch onderzoek

De methode historisch onderzoek is gebaseerd op het gedrag van de waterkeringen tijdens historische hoogwaterperiodes. Indien de dijk in het verleden bij het keren van een rivierwaterstand hoger dan de huidige maatgevende hoogwaterstand geen tekenen van binnenwaartse instabiliteit heeft vertoont kan dit gegeven worden gebruikt in het herberekenen van de veiligheidsfactor voor binnenwaartse macrostabiliteit.

De voorkennis dat de dijk geen tekenen van binnenwaartse instabiliteit heeft vertoond bij een historische belasting gedurende een hoogwaterperiode geeft aan dat de veiligheidsfactor niet kleiner dan 1,0 kan zijn geweest. Dit gegeven kan worden gebruikt om een stabiliteitsberekening voor de historische belastingssituatie uit te voeren zodanig dat de veiligheidsfactor de waarde 1,0 bereikt. De stabiliteitsberekening kan worden uitgevoerd zonder de partiële materiaalfactoren γ_{m1} en γ_{m2} , omdat er sprake is van een berekening van een werkelijke situatie die geen gebruik behoeft te maken van de ontwerpveiligheden. De onzekerheden die zijn ondergebracht in de gevoeligheidsfactor γ_d en de schade factor γ_n blijven wel van toepassing. Deze onzekerheden hebben onder andere betrekking op de berekeningsmethode, de lengte van het dijktraject en de soort belasting.

Het resultaat van de berekening van de stabiliteit voor de historische belastingssituatie resulteert in een correctiefactor die wordt gebruikt om de macrostabiliteit in de huidige situatie te herberekenen.

Toepassing van de methode historisch onderzoek begint met archiefwerkzaamheden. Historische hoogwaterniveaus en beheerrapporten uit de betreffende perioden dienen te worden achterhaald. In het verleden zijn regelmatig waterstanden boven het huidige MHW gemeten. Voor de berekening is gekozen voor de hoogst bekende waterstand uit 1884, met een waterstand van NAP + 2,8 meter in de nabijheid van de Driehoek. Na aanleg van de afsluitdijk in de jaren 30 zijn waterstanden hoger dan het huidige MHW niet meer opgetreden. In de diverse bronnen waren geen aanwijzingen van waargenomen tekenen van instabiliteit gedurende de hoogwaterperiode van 1884.

Berekening:

Stap 1:

Bepaal de veiligheidsfactor $\gamma_{\text{stab, kar, his}}$ van de dijk met karakteristieke sterkteparameters voor een belasting tijdens historisch hoogwater (zie figuur B1.8).

$$\gamma_{\text{stab, kar, his}} = 0,44$$

Stap 2:

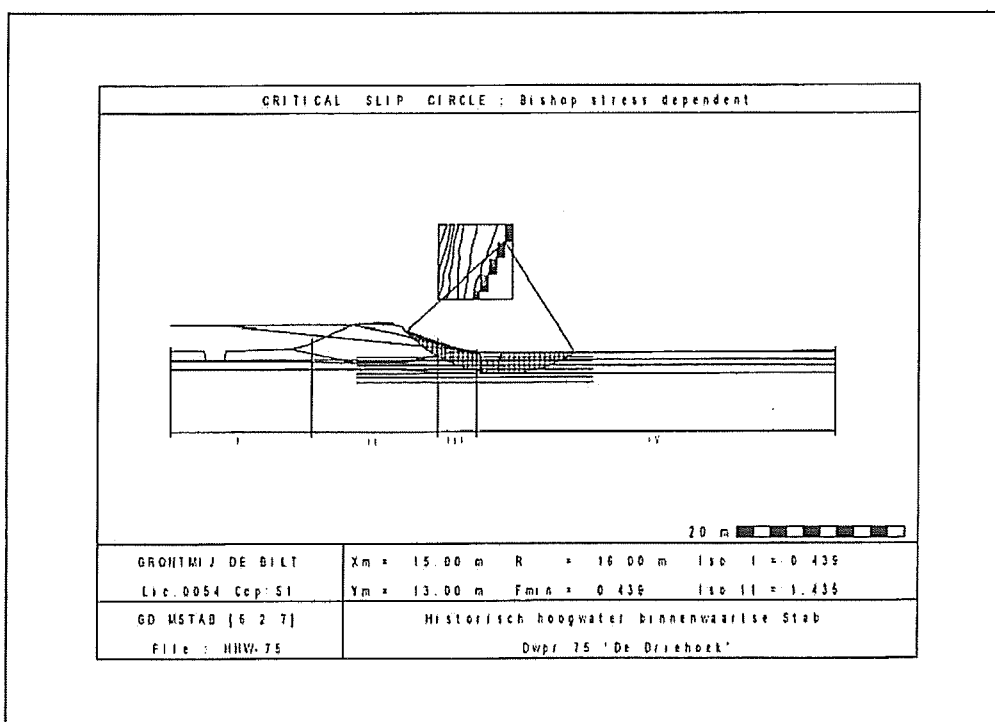
Pas het product van de schadefactor en de gevoeligheidsfactor toe om de correctiefactor γ_{cor} te bepalen.

$$\gamma_{\text{cor}} = 1 / (\gamma_d \gamma_n \gamma_{\text{stab, kar, his}}) = 1 / (1,1 * 0,44) = 2,07$$

Stap 3:

De gecorrigeerde veiligheidsfactor $\gamma_{\text{stab, cor}}$ wordt verkregen door de veiligheidsfactor uit de toetsing $\gamma_{\text{stab, 0}}$ te vermenigvuldigen met de correctie factor γ_{cor} :

$$\gamma_{\text{stab, cor}} = \gamma_{\text{stab, 0}} \gamma_{\text{cor}} = 0,45 * 2,07 = 0,93$$



Figuur B1.8: Veiligheidsfactor voor HHW-omstandigheden, met karakteristieke sterktewaarden

De resultaten van de opwaardering van de stabiliteitsfactor op basis van bewezen sterkte (historisch onderzoek) zijn samengevat in tabel B1.1.

Tabel B1.1: Berekeningsresultaten historisch onderzoek

Profiel	HHW (m)	$\gamma_{stab,0}$	$\gamma_{stab,ker,hls}$	$\gamma_{stab,cor}$
P75-D	2,8	0,451	0,439	0,93

$\gamma_{stab,0}$: veiligheidsfactor bepaald met proevenverzamelingen hoofdonderzoek bij MHW (rekenwaarde)

$\gamma_{stab,ker,hls}$: veiligheidsfactor bepaald met proevenverzamelingen hoofdonderzoek bij HHW (karakteristieke waarde)

$\gamma_{stab,cor}$: opgewaardeerde veiligheidsfactor met behulp van de methode historisch onderzoek (rekenwaarde)

De verhoging van de veiligheidsfactor sterkt het vermoeden dat de actuele sterkte van de dijk groter is dan werd aangenomen op basis van de proevenverzamelingen uit het hoofdonderzoek.

In het voorgaande werd reeds aangegeven dat directe toepassing van de resultaten van het historisch onderzoek niet mogelijk is. Er bestaat namelijk de nodige onzekerheid ten aanzien van gegevens en randvoorwaarden die ten grondslag liggen aan het gebruik van de methode. Met name de maaiveldhoogte van het achterland en de hoogte van het polderpeil ten tijde van het historisch hoogwater zijn onbekend. De aannamen die hiervoor zijn gedaan zijn gebaseerd op geëxtrapoleerde gegevens van de huidige situatie.

Niettemin kan op basis van de toepassing van de methode historisch onderzoek geconcludeerd worden dat de actuele sterkte van de voorkomende grondsoorten vermoedelijk beduidend hoger is dan bepaald uit de regionale proevenverzamelingen uit het hoofdonderzoek. Door genoemde onzekerheden in gegevens en randvoorwaarden tijdens de historische belastingssituatie is het echter niet verantwoord om de resultaten van het historisch onderzoek vervolgens één op één en zonder aanvullend steekproefsgewijs lokaal onderzoek te gebruiken om de omvang van benodigde verzwaringswerken te beperken. Dit mede vanwege de onervarenheid met de methode Actuele Sterkte.

B1.4.3 Lokaal onderzoek

Een vaststelling van de absolute verhoging van de sterkteparameters kan door onderbouwing met behulp van de methode lokaal onderzoek plaatsvinden. Het uitvoeren van lokaal onderzoek leidt tot een nauwkeuriger bepaling van enerzijds de ligging van de gemiddelde sterkte en anderzijds de spreiding in de gemiddelde sterkte. Dit leidt veelal tot gunstiger schattingen voor de lokaal aanwezige sterkteparameters.

Ter plaatse van de voorbeeldlocatie bij de Driehoek zijn 35 grondmonsters voor het uitvoeren van triaxiaalproeven genomen (In het grondmechanisch onderzoek is er zo als te doen gebruikelijk voor gekozen de sterkteparameters te bepalen aan de hand van laboratoriumonderzoek. Daarom is er voor gekozen dit ook te doen voor het onderzoek Actuele Sterkte). In de onderstaande tabel B1.2 is een overzicht gegeven van de per grondsoort uitgevoerde triaxiaalproeven.

Tabel B1.2: Aantal proeven uitgevoerd bij lokaal onderzoek

Grondsoort	
Dijkmateriaal Kleilig (OB)	10
Hollandveen naast de dijk (HVN)	16
Hollandveen onder de dijk (HVO)	9

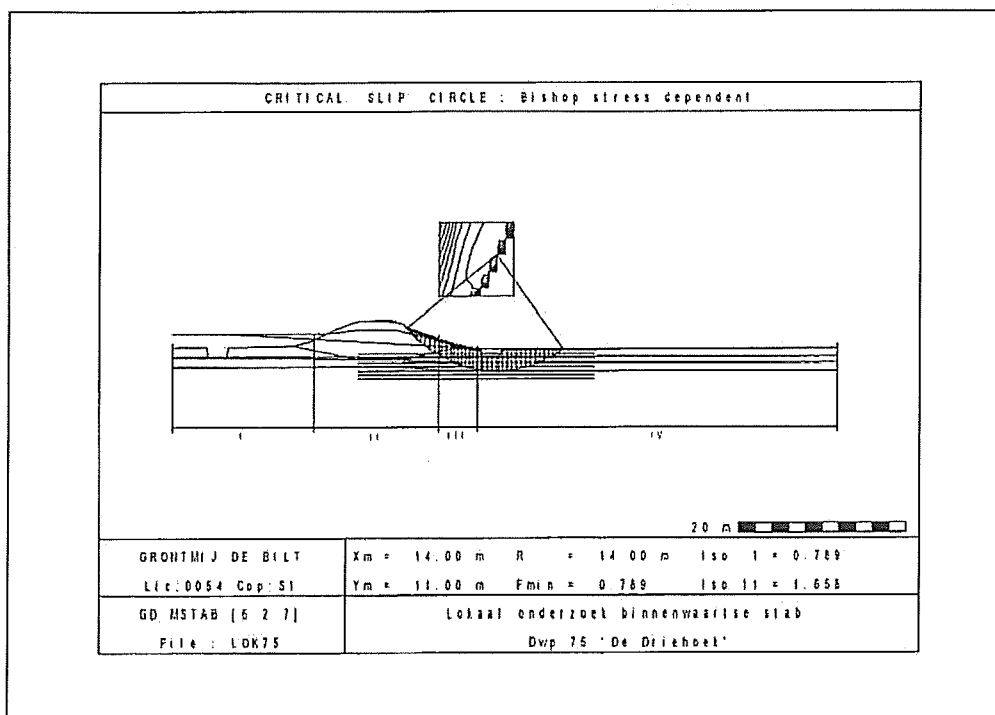
De resultaten van de bij het lokaal onderzoek uitgevoerde triaxiaalproeven zijn verwerkt tot rekenwaarden en vergeleken met de resultaten verkregen uit het grondmechanisch hoofdonderzoek. Behalve voor het Hollandveen naast de dijk, wordt een hogere sterkte gevonden dan de sterkte volgens de regionale proevenverzamelingen uit het hoofdonderzoek. Door een regressieanalyse uit te voeren op de verkregen rekenwaarden van de sterkteparameters zijn de cohesie en de hoek van inwendige wrijving af te leiden. De rekenwaarden van deze parameters zijn gegeven in tabel B1.3.

Tabel B1.3: Resultaten regressie analyse van de proefverzamelingen.

Proefverz.	Hoofd Onderzoek	Hoofd Onderzoek	locaal Onderzoek	locaal Onderzoek
Parameter	c	ϕ	c	ϕ
HVN	0,5	24,0	0,2	20,3
HVO	6,7	23,8	11,5	24,2
OB	1,7	20,3	2,6	27,4

c in (kPa) en ϕ in ($^{\circ}$)

De middels lokaal onderzoek verkregen sterkteparameters zijn gebruikt om de veiligheidsfactor voor binnenwaartse macrostabiliteit opnieuw te berekenen. Bij herberekening bedraagt de veiligheidsfactor 0,79 op basis van lokaal onderzoek (zie figuur B1.9).

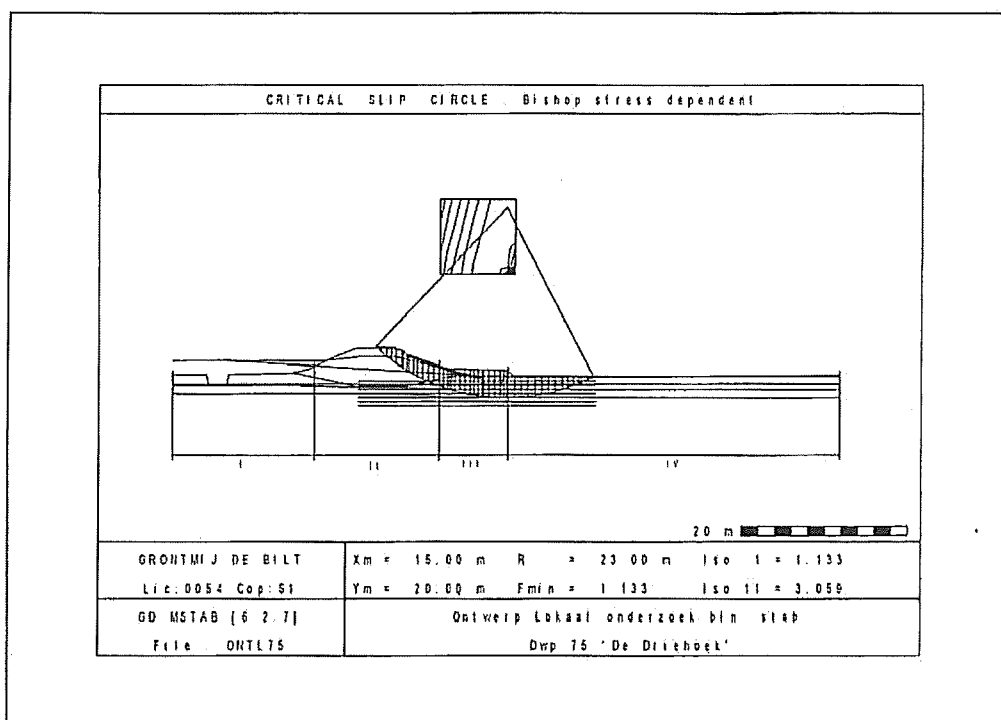


Figuur B1.9: Toetsing macrostabiliteit binnenwaarts na lokaal onderzoek

B1.4.4 Ontwerpconsequenties

Op basis van het grondmechanisch hoofdonderzoek was een veiligheidsfactor van 0,45 berekend. Op basis van het historisch onderzoek bleek dat de veiligheidsfactor mogelijk kon worden verhoogd tot 0,93. Na lokaal onderzoek werd een veiligheidsfactor van 0,78 gevonden. Uiteindelijk is er voor gekozen om de uitkomst van het lokaal onderzoek te verkiezen boven de uitkomst van het historisch onderzoek. Hieraan heeft met name de onzekerheid in de uitgangspunten van het historisch onderzoek ten grondslag gelegen.

De hernieuwde toetsing op basis van de met lokaal onderzoek bepaalde sterkteparameters leidt dus tot een aanzienlijke verbetering van de berekende stabiliteitsfactor van het voorbeeld profiel. Hierdoor kan de omvang van het verbeteringsontwerp aanzienlijk kan worden verkleind. De onderstaande figuur B1.10 geeft de dimensies van het verbeteringsontwerp op basis van lokale sterkte parameters.



Figuur B1.10: Veiligheidsfactor binnendijkse steunberm met lokaal onderzoek sterkteparameters, lengte = 7 m, dikte = 0,8 m

De besparing in de dimensies van het vernieuwde verbeteringsontwerp ten opzichte van het verbeteringsontwerp uit het hoofdonderzoek is in de onderstaande tabel aangegeven.

Tabel B1.4: Reductie ontwerpdimensies door toepassing Actuele Sterkte

	Afmeting	Hoofd Onderzoek	Locaal Onderzoek	Besparing %
Binnenwaartse berm	lengte (m)	10,5	7,0	33
	dikte (m)	0,9	0,8	11

B1.5 CONCLUSIES EN SLOTOPMERKINGEN

B1.5.1 Conclusies

Een tweetal methoden om een tot een betere inschatting van de actuele sterkte van de waterkering te komen zijn in het kader van de toetsing en het ontwerp van het voorbeeldprofiel toegepast. Met behulp van de methode historisch onderzoek is een goede indicatie verkregen van de mogelijk hogere sterkte van de waterkering dan op basis van het hoofdonderzoek moest worden aangenomen. Vanwege aanwezige onzekerheden werd het echter onverantwoord geacht deze verhoging ook daadwerkelijk in rekening te brengen. Wel was dit aanleiding om lokaal onderzoek te verrichten om langs die weg hogere sterkteparameters te kunnen vaststellen. Het historisch onderzoek gaf immers wel aanleiding te vermoeden dat de sterkteparameters een beduidend hogere waarde zouden hebben dan op grond van het hoofdonderzoek moest worden aangenomen.

B1.5.2 Slotopmerkingen

Op een aantal punten zijn er verschillen tussen de uitwerking van de methode 'historisch onderzoek', zoals die in dit voorbeeld is beschreven, en de uitwerking van de methode 'bewezen sterkte' zoals die in hoofdstuk vier van dit technisch rapport is beschreven. De oorzaak daarvan is gelegen in een aantal aanpassingen van de uitwerking van de methode in dit 'Technisch Rapport Actuele Sterkte' ten opzichte van de oorspronkelijke uitwerking van de methode in het 'Onderzoeksrapport voor de bepaling van de Actuele Sterkte van rivierdijken'. Het beschreven voorbeeld is afkomstig uit de praktijk, en nog gebaseerd op genoemd onderzoeksrapport. Er is voor gekozen om het voorbeeld zoveel mogelijk in zijn oorspronkelijke vorm in stand te houden, en dus niet aan te passen op de enigszins veranderde uitwerking van de methode bewezen sterkte. Belangrijkste verschillen tussen beide uitwerkingen zijn:

- In het voorbeeld wordt de stabiliteitsfactor in de historische belastingsituatie berekend uitgaande van karakteristieke waarden voor de sterkteparameters. Dit is een conservatieve benadering omdat dit leidt tot een hogere stabiliteitsfactor in de historische situatie en daarmee een lagere opwaardering van de stabiliteitsfactor in de toets- of ontwerpsituatie. In de huidige uitwerking van de methode wordt er van uitgegaan dat sterkteparameters omgeven zijn met een systematische onzekerheid, waarmee volgt dat voor de berekening van de stabiliteitsfactor voor de historische situatie in beginsel moet worden uitgegaan van dezelfde rekenwaarden van de sterkteparameters als waarvan in de berekening voor de toets- of ontwerpsituatie is uitgegaan. De huidige uitwerking volgt daarmee een scherpere benadering.
- In het voorbeeld wordt in de berekening van de correctiefactor (op basis van de stabiliteitsfactor in de situatie ten tijde van het historisch hoogwater) de schadefactor als extra veiligheid in rekening gebracht. Deze zit er daarmee dubbel in, omdat ook bij de beoordeling van de eventueel opgewaardeerde stabiliteitsfactor voor de toets- of ontwerpsituatie deze schadefactor in rekening moet worden gebracht. In de huidige uitwerking van de methode is deze extra veiligheid geschrapt, mede omdat deze niet expliciet is gerelateerd aan een bepaalde vorm van onzekerheid. De huidige uitwerking volgt daarmee een scherpere benadering.
- In het voorbeeld is in de stabiliteitsanalyse van de historische situatie slechts zeer summier ingegaan op de vergelijkbaarheid met de huidige situatie. Dit is mede te wijten aan het feit dat er slechts weinig over de historische situatie bekend was. De enige min of meer harde feiten zijn de piekwaterstand en de constatering dat de dijk destijds is blijven staan, vermoedelijk zonder waargenomen tekenen van instabiliteit. Onzekerheden aangaande vergelijkbaarheid van ontwikkelde waterspanningen en bovenbelasting worden echter niet expliciet afgedekt. Voorts ontbreekt een expliciete vergelijking van historische profielen met de huidige profielen. Dit alles is volgens de 'nieuwe' uitwerking van de methode wel een vereiste, en met name vanwege de laatst genoemde tekortkoming zou, net als in het voorbeeld, ook volgens de 'nieuwe' uitwerking van de methode een opwaardering op grond van overleven van het historisch hoogwater niet acceptabel zijn. Wel zou op grond van de beschikbare informatie zeer waarschijnlijk eveneens besloten worden dat lokaal onderzoek kansrijk is en mogelijk veel winst kan opleveren.

BIJLAGE 2

**PROBABILISTISCHE
STABILITEITSANALYSE**

(achtergronden)

B2.1 INLEIDING

In de hoofdtekst is de globale opzet van probabilistische stabiliteitsanalyses behandeld en de opzet van een probabilistische bewezen sterkte analyse (met betrekking tot macro-stabiliteit). In deze bijlage worden de achtergronden nader belicht, met name modelleringsaspecten.

Opgemerkt wordt dat in deze bijlage nog is uitgegaan van de oorspronkelijke probabilistische rekenmodellen MPROSTAB (voor glijcirkelstabiliteit volgens de methode van Bishop) en de PROLIFT-module in MSTAB (stabiliteit bij opdrijven van het achterland). Deze beide rekenmodellen zijn inmiddels 'vaste' onderdelen van MSTAB (zie ook paragraaf 6.1):

- De PROLIFT-module is opgegaan in de huidige MSTAB-module *Reliability Analysis* waaronder meerdere rekenmodellen beschikbaar zijn, waaronder LiftVan.
- Het model MPROSTAB is opgegaan in de MSTAB-module *Bishop probabilistic random field*.

De schematisatie van het probabilistische rekendeel van de beide modellen MPROSTAB en PROLIFT is verschillend. Dit heeft ook consequenties voor de parameterkeuze in een probabilistische stabiliteitsanalyse. Het verschil in schematisatie zit voornamelijk in de stochastische modellering van de schuifsterkte van de grond. In het rekenmodel MPROSTAB wordt uitgegaan van een stochastisch model voor ruimtelijke variatie van schuifsterkteparameters binnen de grondlaag. Een model waarbij verondersteld wordt dat van 'punt tot punt' binnen de grondlaag variatie optreedt. Bij een 'punt' moet overigens niet gedacht worden aan een mathematisch punt zonder afmetingen. Immers, 'schuifsterkte' is in onze perceptie altijd een effect van een groot aantal gronddeeltjes. De schuifsterkte wordt (in het laboratorium) gemeten door beproeving van grondmonsters met een klein volume (de proefschaal). Qua afmeting is zo'n volume zeer klein ten opzichte van het volume grond in een schuifvlak bij een taludinstabiliteit (de probleemschaal). Onder variatie van 'punt tot punt' binnen een grondlaag zullen we derhalve verstaan de variatie van de schuifsterkte in volumes op proefschaal. Binnen het MPROSTAB programma worden de verschillende schuifsterktes langs een glijvlak gesommeerd. Dit rekenmodel vraagt dus als invoer om de statistische karakterisering van ruimtelijke variaties 'van punt tot punt'. In het rekenmodel PROLIFT wordt uitgegaan van de gemiddelde schuifsterkten langs het afschuifvlak binnen de verschillende grondlagen. Dit programma vraagt dus als invoer om de statistische karakterisering van 'grondlaaggemiddelden'.

Hieronder worden de verschillende modelleringsaspecten die een rol spelen in een probabilistische stabiliteitsanalyse nader beschouwd. Namelijk modellering van schuifsterkte, van waterspanningen en van rekenmodelonzekerheid. Vervolgens worden een aantal richtinggevende voorbeelden gegeven.

B2.2 MODELLERINGSASPECTEN, HANDREIKINGEN VOOR PARAMETERKEUZES

B2.2.1 Modelling Schuifsterkte

B2.2.1.1 Het model voor ruimtelijke variatie

De wijze waarop onzekerheid over de schuifsterkte stochastisch wordt gekarakteriseerd kan verschillen per probabilistisch rekenprogramma. Het basismodel voor beide is een stochastisch model voor de ruimtelijke variatie van de schuifsterkte binnen een grondlaag (zie ook bijlage 1 'Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte' van het 'Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies' [3], en zie ook hoofdstuk 6, figuur 6.1 in de hoofdtekst van dit rapport). In dat model wordt aangenomen dat de schuifsterkte van grond binnen een grondlaag van plaats tot plaats min of meer willekeurig continu kan variëren. Er kan ook sprake zijn van systematische variatie, bijvoorbeeld toename van de schuifsterkte met de diepte. We concentreren ons nu echter even op de willekeurige variaties waarbij we voor het gemak even aannemen dat er geen systematische ruimtelijke variatie is. Het variatiepatroon dat in figuur 6.1 getekend is laat de volgende kenmerken zien:

- langs een verticaal varieert de schuifsterkte willekeurig ten opzichte van het gemiddelde over de verticaal (we noemen dit het lokale gemiddelde);
- de lokale gemiddelden variëren in horizontale richting willekeurig rondom het gemiddelde van het gehele veld (dit noemen we het regionale gemiddelde). Er zijn derhalve relatief sterke en zwakke lokale gemiddelden binnen het beschouwde gebied.

Het variatiepatroon wordt gemodelleerd met behulp van een zogenaamde stationair stochastische functie. De parameters van die functie zijn de verwachtingswaarde μ_c , de standaardafwijking σ_c en zogenaamde autocorrelatieparameters (behorende bij een autocorrelatiefunctietype). Een autocorrelatiefunctie die het in figuur 6.1 geschetste variatiepatroon goed karakteriseert is:

$$\rho(\Delta x, \Delta z) = \exp\left(-\left(\frac{\Delta x}{D_h}\right)^2\right) \left((1-a) + a \exp\left(-\left(\frac{\Delta z}{D_v}\right)^2\right) \right) \quad (\text{B2.1})$$

Hierin is $\rho(\Delta x, \Delta z)$ de correlatie tussen de schuifsterktes in twee punten binnen de grondlaag met een onderlinge afstand van Δx in horizontale en Δz in verticale richting. De parameters D_h en D_v zijn autocorrelatieparameters, respectievelijk voor uitdemping van correlatie in horizontale en in verticale richting. De parameter a representeert de verhouding van de lokale en de totale regionale variantie:

$$a = \frac{\sigma_l^2}{\sigma_c^2} = \frac{\sigma_l^2}{\sigma_l^2 + \sigma_c^2} \quad (\text{B2.2})$$

Indien $a=1$ is de variantie van de spreiding σ_l^2 ten opzichte van het lokale gemiddelde net zo groot als de spreiding ten opzichte van het regionale gemiddelde, en derhalve de spreiding van de lokale gemiddelden σ_c^2 ten opzichte van het regionale gemiddelde gelijk nul. De autocorrelatiefunctie is dan gelijk aan:

$$\rho(\Delta x, \Delta z) = \exp\left(-\left(\frac{\Delta x}{D_h}\right)^2 - \left(\frac{\Delta z}{D_h}\right)^2\right) \quad (\text{B2.3})$$

Dit type autocorrelatiefunctie wordt in de literatuur vaak aanbevolen. Echter daarmee kunnen geen velden met relatief sterke en zwakke lokale gemiddelden worden gemodelleerd. Bij het opzetten van proevenverzamelingen in een klein gebied (met afmetingen in horizontale richting van zeg tientallen tot honderd à tweehonderd meter) is dat een plausibele aanname. Bij het opzetten van

proevenverzamelingen (regionale proevenverzamelingen) in een groot gebied (zeg enkele tot vele kilometers) zijn juist aanwijzingen gevonden voor de aanwezigheid van relatief sterke en zwakke locaties. Daarom is als modelleringuitgangspunt gekozen voor een autocorrelatiefunctie van het type volgens vergelijking (B3.1). In onder andere bijlage 1 van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies is aangegeven dat dit consequenties heeft voor de wijze waarop karakteristieke schattingen van de schuifsterkte van de grond aan de hand van de proevenverzameling worden bepaald.

B2.2.1.2 Schuifsterkte in het rekenmodel voor stabiliteitsanalyse

Gevolg van de ruimtelijke variatie is dat de schuifsterkte van punt tot punt langs een glijcilinder (of ander glijvlak) varieert. In de terminologie van de lamellenmethode van Bishop: op elke lamelonderkant werkt (zelfs binnen één en dezelfde grondlaag) een andere schuifsterkte. In de praktijk is het natuurlijk ondoenlijk om voor elke lamelonderkant de precieze schuifsterkte te bepalen. Gelukkig is dat ook niet nodig, omdat in de berekening die schuifsterktes gesommeerd worden. Eigenlijk is dus de gemiddelde schuifsterkte langs het glijvlak (binnen de betreffende grondlaag) van belang. In de praktijk wordt dan ook gerekend met gemiddelde schuifsterktes in de grondlagen die door het glijvlak doorsneden worden. Dat moeten uiteraard de gemiddelden zijn op de locatie van het glijvlak dat onderzocht wordt, zogenaamde lokale gemiddelden.

Gevolg van de modellering van het variatiepatroon als stochastische functie is dat de gemiddelde schuifsterkte binnen een grondlaag (in feite langs het deel van het glijvlak binnen de grondlaag) een stochastische variabele is. De verwachtingswaarde van dat gemiddelde komt overeen met de verwachtingswaarde van het ruimtelijke variatiemodel, μ_c . De standaardafwijking van dat gemiddelde is kleiner dan de standaardafwijking σ_c van het ruimtelijke model. Immers, door integratie langs het glijvlak wordt de 'punt' variatie deels uitgemiddeld. Het al dan niet meenemen van het uitmiddelingproces in de probabilistische stabiliteitsanalyse is er de oorzaak van dat voor verschillende rekenmodellen de invoer voor schuifsterkteparameters verschillend is. Bijvoorbeeld:

- In het programma MPROSTAB wordt het uitmiddelingproces expliciet meegenomen in de berekening. Dat houdt in dat in elke lamelonderkant van het glijvlak de schuifsterkteparameter een trekking is uit het ruimtelijke stochastische model. Schuifsterktes in opvolgende lamelonderkanten zijn in principe verschillend, hoewel wel gecorreleerd volgens de correlatiefunctie (B3.1). Het uitmiddelingproces wordt meegenomen in de sommatie van lamelbijdragen aan het totale tegenwerkende moment. In dit programma moeten dan ook de 'punt'staandaardafwijking van het ruimtelijke model σ_c , de correlatieparameters D_H en D_V en de variantieverhouding a worden opgegeven.
- In de PROLIFT module van MSTAB wordt per grondlaag de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de gemiddelde schuifsterkte binnen de grondlaag verwacht als invoer. Hier behoeven dus geen autocorrelatieparameters te worden opgegeven. De verwachtingswaarde is gelijk aan de verwachtingswaarde van het ruimtelijke model, μ_c . De standaardafwijking van de gemiddelde schuifsterkte langs het (deel van het glijvlak) dat de grondlaag doorsnijdt moet eigenlijk via een ingewikkelde uitmiddelingberekening worden bepaald. Een redelijke benadering is echter $\sigma_c = \sigma_c \sqrt{(1 - a)}$.

In de rekenvoorbeelden is aangegeven hoe in beide gevallen de invoerparameters dienen te worden bepaald. De autocorrelatieparameters zijn geen 'bekende' grootheden binnen de adviespraktijk en zijn ook niet zonder uitgebreid onderzoek vast te stellen. In het rekenvoorbeeld met MPROSTAB wordt aangegeven dat met 'standaardwaarden' kan worden gerekend. Daarbij wordt er van uitgegaan dat in verticale zin snelle uitmiddeling plaats zal vinden; standaard kan met een verticale autocorrelatieparameter $D_V=0,25$ m en een horizontale correlatieparameter $D_H=50$ m worden gerekend. Voor de variantieverhouding a is de keuze afhankelijk van het type proevenverzameling op basis waarvan verwachtingswaarde en standaardafwijking worden geschat (zie ook bijlage 1 van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies). Gaat het om een regionale proevenverzameling, dan kunnen we de waarde van a kiezen conform het recept voor het bepalen van de

karakteristieke schuifsterkte in de Leidraad Rivierdijken (deel 2): $(1-a)=\Gamma^{-2}$ met $\Gamma=0,5$. Gaat het om een proevenverzameling op basis van lokaal grondonderzoek dan is $a=1$ een voor de hand liggende keuze.

B2.2.1.3 Statistische onzekerheid

Naast ruimtelijke variatie hebben we te maken met statistische onzekerheid. De verwachtingswaarde μ_c en de standaardafwijking σ_c van het ruimtelijke model zijn geen gegeven grootheden, maar moeten worden geschat aan de hand van (laboratorium)proeven op grondmonsters. Aan de hand van een proevenserie worden schattingen van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking berekend. Veronderstel dat een serie proeven op grondmonsters wordt uitgevoerd. De uitkomst van elke proef is de schuifsterkte van het betreffende grondmonster. We nemen even aan dat de schuifsterkte gekarakteriseerd kan worden door één getal, bijvoorbeeld c , de ongedraineerde cohesie. De uitkomst van de proevenserie geven we aan met $\{c_1, c_2, c_3, \dots, c_n\}$. De verwachtingswaarde van c wordt als volgt geschat:

$$\hat{\mu}_c = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n c_i \quad (\text{B2.4})$$

waarin $\hat{\mu}_c$, het rekenkundig steekproefgemiddelde, een zuivere schatter is voor de verwachtingswaarde μ_c . De standaardafwijking van c wordt geschat met:

$$\hat{\sigma}_c = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (c_i - \hat{\mu}_c)^2} \quad (\text{B2.5})$$

Hierin is $\hat{\sigma}_c$ de standaardafwijking van de steekproef. Deze is een zuivere schatter van de standaardafwijking σ_c van het ruimtelijke model. Als de puntwaarden van c binnen de grondlaag een normale verdeling hebben met verwachtingswaarde μ_c en standaardafwijking σ_c , dan is de schatter $\hat{\mu}_c$ ook normaal verdeeld, met verwachtingswaarde μ_c en standaardafwijking σ_c/\sqrt{n} .

Met andere woorden, wanneer we in een probabilistische stabiliteitsanalyse het steekproefgemiddelde gebruiken om de verwachtingswaarde van de schuifsterkte te karakteriseren, moeten we rekening houden met de mogelijke afwijking tussen dit gemiddelde en de werkelijke verwachtingswaarde (dit heet de statistische onzekerheid). In de genoemde programma's wordt dat verschillend opgelost:

- In het programma MPROSTAB gebeurt dit door het programma zelf. Naast schattingen van de verwachtingswaarden en standaardafwijkingen ($\hat{\mu}_c$ en $\hat{\sigma}_c$) van de schuifsterkteparameters in de verschillende grondlagen moet ook het aantal proeven waarop de schatting van de verwachtingswaarde is gebaseerd worden opgegeven. In het rekenprogramma wordt dan uitgegaan van een statistische onzekerheid van opgegeven verwachtingswaarde waarvan de standaardafwijking gelijk is aan $\hat{\sigma}_c/\sqrt{n}$.

- In de PROLIFT-module binnen MSTAB is niet zo'n rekenmechanisme aanwezig. Bij dit programma wordt ervan uitgegaan dat statistische onzekerheid in de opgegeven schatting van de verwachtingswaarde verdisconteerd is in de opgegeven schatting van de standaardafwijking van de schuifsterkte per grondlaag. De standaardafwijkingen voor ruimtelijke variatie van lokale gemiddelden en de statistische onzekerheid moeten derhalve gecombineerd worden. De op te geven standaardafwijking is:

$$\sigma_{\bar{c}} = \sigma_c \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}}$$

B2.2.2 Water(over)spanningen

Water(over)spanningen worden bij berekeningen van de macro-stabiliteit gebruikelijk gespecificeerd in termen van stijghoogtelijnen (piëzometrische niveaulijnen, PN-lijnen) in de verschillende onderscheiden grondlagen. Het via stijghoogtelijnen gespecificeerde waterspanningspatroon is een afgeleide van de buitenwaterstand, de geohydrologische systematiek van de dijk, voor- en achterland en de ondergrond.

Bij deterministische of semi-probabilistische analyse van de macro-stabiliteit van het binnentalud van een dijk, ten behoeve van de veiligheidstoetsing, wordt voor de buitenwaterstand uitgegaan van de maatgevende hoogwaterstand of een ander maatgevend toetspeil. Het opgegeven waterspanningspatroon, waarmee in de stabiliteitsanalyse gerekend wordt, zal in het algemeen zodanig zijn dat daarin onzekerheden zijn verdisconteerd. Bij een probabilistische analyse wordt in beginsel gewerkt met een meest realistisch geacht wateroverspanningspatroon; de onzekerheid wordt expliciet in de analyse meegenomen. Daarbij spelen de volgende zaken een rol:

1. onzekerheid over de werkelijk optredende waterspanningen in en onder de dijk bij een gegeven waterstand en waterstandsduur. Het gaat daarbij zaken als imperfectie van het model (rekenmodel of empirisch model) om de waterspanningsrespons op het optreden van een bepaalde buitenwaterstand te bepalen. Voor een probabilistische bewezen sterkte analyse is van belang in hoeverre die imperfectie leidt tot systematische afwijkingen (dus bij elke buitenwaterstand óf te hoog óf te laag) en tot willekeurige afwijkingen (bij twee keer dezelfde buitenwaterstand verschillende afwijkingen). De systematische afwijking kan o.a. het gevolg zijn van onnauwkeurigheid in de modellering van de opbouw van de dijk. De willekeurige afwijking kan het gevolg zijn van niet in het rekenmodel voor de waterspanningsrespons meegenomen effecten, zoals vorm van hoogwatergolf, initiële vochtgehalte binnen het dijklichaam als gevolg van neerslag voorafgaand aan de hoge waterstand e.d.;
2. bij de bepaling van de instabiliteitkans speelt niet alleen de maatgevende buitenwaterstand een rol, maar moet feitelijk geïntegreerd worden over de kansdichtheidsfunctie van de waterstand:

$$P_{inst} = \int_{-\infty}^{h_k} f_h(\xi) P_{inst|\xi} d\xi \quad (B2.6)$$

Hierin is $P_{inst|\xi}$ de (conditionele) kans op instabiliteit, gegeven een waterstand ξ en $f_h(\xi)$ de kansdichtheidsfunctie van de waterstand en h_k de kruinhoogte van de dijk. De kansdichtheidsfunctie van de waterstand is in het algemeen gebaseerd op statistische bewerking van waarnemingen van extremen van de waterstand. We gaan hier uit van een verdeling van jaarmaxima. P_{inst} is dan de kans per jaar op het optreden van instabiliteit. In voornoemde rekenprogramma's wordt die integratie uitgevoerd middels een (numerieke) eerste orde tweede moment benadering.

B2.2.3 Rekenmodelonzekerheden

Rekenmodellen, voor een stabiliteitsanalyse of voor bijvoorbeeld de berekening van water(over)spanningen, bevatten altijd schematiseringen die soms erg werkelijkheidsgetrouw zijn en soms ook minder. Er is dus altijd sprake van (onzekere) afwijkingen tussen het resultaat van een berekening en de werkelijkheid. In een probabilistische analyse kan daarmee rekening gehouden door het gebruik van stochastische rekenmodelfactoren. In de probabilistische stabiliteitsanalyses in MPROSTAB en PROLIFT bestaat de mogelijkheid om één rekenmodelfactor te specificeren. Dit is een 'vuilnisbakfactor' waarin verschillende mogelijke schematiserings-onnauwkeurigheden op een hoop gegooid worden. Bijvoorbeeld het feit dat 3-D effecten bij stabiliteit niet worden meegenomen in het mechanica-model. Maar ook dat, afhankelijk van de manier waarop laboratoriumproeven worden uitgevoerd, de schuifsterkte parameters niet echte bezwijksterkte-parameters zijn. Bijvoorbeeld, de schuifsterkte kan met behulp van triaxiaalproeven worden bepaald. Maar er zijn verschillende proefinterpretatie procedures. Zo kunnen de schuifsterkteparameters worden bepaald bij 2% of 5% rek van het grondmonster of bij echt bezwijken (pieksterkte). Schuifsterkteparameters die met behulp van een cel-proef worden bepaald, worden bij zeer lage rekken (1 à 2 %) bepaald. Formeel gaat het hierbij niet om rekenmodelonzekerheid, maar onzekerheid (deels systematische afwijking) van de totale schematisering en zou dus eigenlijk schematiseringsonzekerheid moeten heten.

De schematiseringsonzekerheid wordt als volgt in de bovengenoemde rekenmodellen voor taludstabiliteit meegenomen. De onderliggende mechanicamodellen hebben als uitkomst een stabiliteitsfactor. Die geven we aan met F . Theoretisch, wanneer modelonzekerheid geen rol zou spelen, is er sprake van bezwijken indien $F < 1$ en van evenwicht(sreserve) indien $F > 1$. Indien $F = 1$ zitten we precies op de overgang (de grenstoestand, ook wel 'limit state'). Praktisch zal '1' niet altijd, of eigenlijk bijna nooit de echte grenstoestand zijn. In genoemde programma's wordt dit gemodelleerd als:

$$Z = F - q \quad (B2.7)$$

Hierin is Z de zogenaamde betrouwbaarheidsfunctie ('performance function'), $Z > 0$ representeert evenwicht, $Z < 0$ representeert instabiliteit en $Z = 0$ representeert de grenstoestand. De variabele q wordt de drempelwaarde genoemd, die een stochast is met verwachtingswaarde μ_q , standaardafwijking σ_q en waarvan verondersteld wordt dat de kansverdeling normaal is. Zou het rekenmodel perfect zijn dan is $\mu_q = 1$ en $\sigma_q = 0$. Praktische keuzen, die o.a. zijn gebruikt bij de zogenaamde 'TAW Marsroute-studies' [30], zijn weergegeven in tabel B2.1.

Tabel B2.1: Aanbevolen Modelonzekerheidsfactoren

Type berekening/ proeven	Verw.waarde μ_q	Stand.afwijking σ_q	Bron
MPROSTAB			
triaxiaal 2%	0,91	0,075	
triaxiaal \geq 5%	1,00	0,075	[30]
cel-proef	0,91	0,075	[30]
PROLIFT			
triaxiaal 5%	0,95	0,075	--

B2.3 VOORBEELDEN

B2.3.1 Inleiding

In deze paragraaf worden twee rekenvoorbeelden behandeld. Beide hebben betrekking op eenzelfde (fictieve) rivierdijk- en ondergrondconfiguratie. Voor de stabiliteit van het binnentalud zijn twee mechanismen relevant, namelijk ondiepe afschuiving van het binnentalud volgens een cirkelvormig glijvlak en diepe afschuiving als gevolg van opdrijven van het achterland. Het eerste wordt gecontroleerd met behulp van het programma MPROSTAB, het tweede met behulp van het programma PROLIFT.

Voor beide mechanismen geldt dat een historische waterstand is overleefd die hoger is dan de huidige maatgevend hoogwaterstand. Dit gegeven zal in de berekening van de instabiliteitskansen worden betrokken. De berekeningen met zowel MPROSTAB als PROLIFT worden in twee stappen uitgevoerd, namelijk:

1. Berekening van de a-priori instabiliteitskansen in de toetsituatie (rekening houdend met de extreme waarde kansverdeling van hoogwaterstanden)
2. Berekening van de a-priori instabiliteitskansen bij de (overleefde) historische hoogwaterstand
3. Berekening van de a-posteriori instabiliteitskansen. Hiervoor is een EXCEL-spreadsheet-toepassing ontwikkeld, waarin de uitkomsten van de a-priori instabiliteitskansanalyses (betrouwbaarheidsindices en probabilistische gevoeligheidscoëfficiënten) worden ingevoerd.

De gegevens over dijkgeometrie, ondergrondopbouw en grondparameters, waterstanden en stijghoogten zijn weergegeven in onderstaande tabel B2.2. Hierin zijn ook de rekenmodelfactoren weergegeven voor de rekenmodellen MPROSTAB en PROLIFT.

Opzet a-posteriori instabiliteitskansanalyse (EXCEL-spreadsheet)

Aan de hand van de gevoeligheidscoëfficiënten die uit de a-priori instabiliteitskansanalyses komen wordt eerst de correlatie tussen de kritieke faalmodes voor historische en toetsituatie berekend, als volgt:

$$\rho_{TH} = \sum_{\text{alle stochasten}} \alpha_{i,T} \alpha_{i,H} \rho_{i,TH} \quad (\text{B2.8})$$

Hierin zijn de $\alpha_{i,T}$ de gevoeligheidscoëfficiënten voor de verschillende stochasten (hier symbolisch aangegeven met het subscript i) in de a-priori analyses voor de toetsituatie, de $\alpha_{i,H}$ de overeenkomstige gevoeligheidscoëfficiënten voor de historische situatie en de $\rho_{i,TH}$ de correlaties tussen de stochasten in toets en historische situatie.

Voor de verschillende stochastische grondparameters moet worden uitgegaan van volledige correlatie tussen toets en historische situatie. Verder kan (nagenoeg) volledige correlatie tussen rekenmodelonzekerheden in historische- en toetsituatie worden verondersteld, wanneer uit de a-priori analyses blijkt dat de kritieke faalmodes in beide situaties nagenoeg identiek zijn. Variaties van freatische waterspanningen (en ook waterspanningen in diepere cohesieve lagen) zijn voor een substantieel deel het gevolg van autonome processen die niet of slechts zwak samenhangen met de feitelijke hoogwatergebeurtenissen. Bijvoorbeeld: afwijkingen van voorspelde freatische waterspanningen zijn voor een groot deel het gevolg van cumulatief effect van neerslag en verdamping in een langere periode voorafgaande aan de hoogwaterstand. Variaties van waterspanningen in diepere cohesieve grondlagen zijn het gevolg van lange termijneffecten. Onzekerheden over waterspanningen in toets- en historische situatie worden om die reden beschouwd als ongecorrleerd, en worden dus verondersteld niet bij te dragen aan de correlatie tussen de mechanismen in toets- en historische situatie.

Met de aldus bepaalde correlatie tussen de mechanismen in de toets- en in de historische situatie, en de berekende a-priori betrouwbaarheidsindices voor die situaties, kunnen gebruikmakend van vergelijkingen 6.4 en 6.5 in hoofdstuk 6 de a-posteriori betrouwbaarheidsindex en a-posteriori

instabiliteitskans worden bepaald. Door in de spreadsheettoepassing de $\rho_{i,TH}$, die mogelijk aanleiding geven tot discussie, te variëren kan de gevoeligheid van de a-posteriori kans worden onderzocht.

Tabel B2.2: Gegevens voor de stabiliteitberekeningen

Geometrie dijk Buitentalud: 1:3 Binnentalud: 1:2 Kruinhoogte: mv + 5 m Kruinbreedte: 3 m Binnenteen op mv; aansluitend sloot 1 m diep, taluds 1:2 (mv = maaiaveldpell)				
Grondparameters	Dijkmateriaal	1e kleilaag	2e kleilaag	Diep zand
Laagligging tov mv	> 0 m	0 - -2 m	-2 - -6 m	< -6 m
Volumegewichten [kN/m³]				
Onverzadigd	17	15	15	17
Verzadigd	19	15	15	19
Schattingen van schuifsterkteparameters o.b.v.:	Regionale proeven-verzameling	Regionale proeven-verzameling	Regionale proeven-verzameling	Ervaring / literatuur
Effectieve cohesie [kN/m²]				
Verwachtingswaarde	3.0	6.0	7.0	-
<i>In MPROSTAB-analyse:</i>				
Standaardafwijking	1.0	1.0	1.0	-
Aantal waarnemingen prv	8	8	8	-
<i>In MSTAB-analyse: ¹⁾</i>				
Standaardafwijking	0.612	0.612	0.612	-
Inwendige wrijving				
<i>In MPROSTAB-analyse:</i>				
Verwachting $E[\tan(\varphi)]$	0.60	0.40	0.40	0.70
Standaardafw. $\sigma[\tan(\varphi)]$	0.10	0.10	0.10	0.10
Aantal waarnemingen prv	8	8	8	100 (= ∞)
<i>In MSTAB-analyse: ¹⁾</i>				
Verwachting $E[\varphi]$ [°]	30.96	21.80	21.80	35
Standaardafw. $\sigma[\varphi]$ [°]	2.45	3.00	3.00	1.9
Ruimtelijke correlatie parameters in MPROSTAB-analyse				
Fluctuatieschaal hor. [m]	50	50	50	50
Fluctuatieschaal vert. [m]	0.25	0.25	0.25	0.25
Variantieverhouding a	0.75	0.75	0.75	0.75
Waterstanden en stijghoogten				
Buitenwaterstand (bws)				
MHW:	mv + 4.00 m (overschrijdingskans: 1/4000)			
Decimeringshoogte:	0.50 m			
Kansverdelingsfunctie:	exponentieel			
Historische ws:	mv + 4.50 m			
Stijghoogten				
Polder (pp):	mv - 0.50 m			
Freatisch:	bilineair verloop van bws op buitentalud tot pp bij sloot; $\sigma = 0.10$ m			
Eerste kleilaag:	hydrostatisch			
Tweede kleilaag:	bovenin hydrostatisch, verloopt lineair naar stijghoogte b.k. zandlaag			
Diep zand vanaf sloot:	mv + 3.0 m			
Rekenmodelonzekerheid				
	MPROSTAB:	PROLIFT:		
$\mu_q =$	0.91	0.95		
$\sigma_q =$	0.075	0.075		
¹⁾ afgeleid uit parameters voor MPROSTAB-analyse conform de beschrijving in par. B2.2.1				

B2.3.2 Berekening met MPROSTAB (ondiepe glijcirkelstabiliteit)

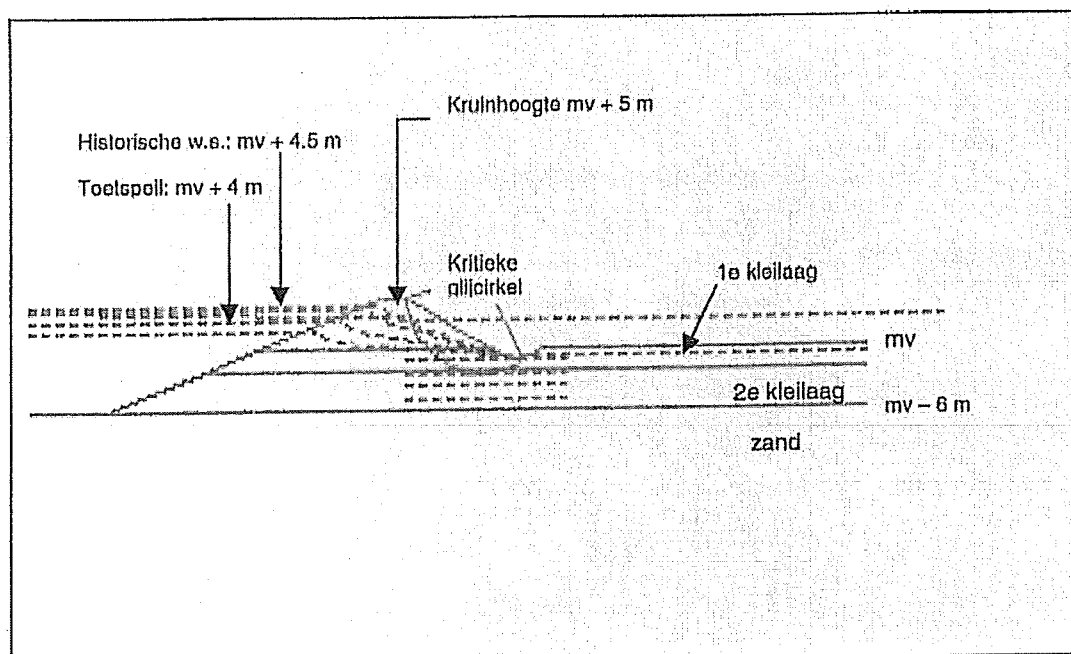
Voor de wijze waarop de gegevens uit tabel B2.2 worden ingevoerd in het programma MPROSTAB wordt verwezen naar de gebruikershandleiding van dit programma 'Users Manual PC-model MPROSTAB' [31] en de aanvulling op die handleiding [32]. Voor een gedetailleerde (mathematische) beschrijving van het rekenmodel wordt verwezen naar het rapport 'PROSTAB, een computerprogramma voor probabilistische analyse van stabiliteit van taluds' [26]. Met name in de aanvulling wordt ingegaan op het verwerken van de stochastiek van de buitenwaterstand in de instabiliteitskans-analyse (alleen voor de toetsituatie van belang omdat de buitenwaterstand in de historische situatie een gegeven is!). Hiervoor moeten waterspanning-configuraties in de dijk en de ondergrond worden opgegeven bij verschillende buitenwaterstanden. Het programma berekent bij die verschillende waterstanden (en dus verschillende waterspannings-beelden) de conditionele instabiliteitskansen (en betrouwbaarheidsindices). Met behulp van een eerste orde tweede moment ontwerpbenadering, waarbij voor tussengelegen hoogwaterstanden tussen de betrouwbaarheidsindices lineair wordt geïnterpoleerd, wordt de betrouwbaarheidsindex bepaald waarin het effect van de stochastiek van de waterstand is verwerkt. Deze procedure is beschreven in de aanvulling op de MPROSTAB-handleiding [32]. De uitkomsten van de berekeningen met MPROSTAB zijn in tabel B2.3 samengevat.

Tabel B2.3: Resumé resultaten MPROSTAB-analyses en Bewezen Sterkte analyse:

Situatie/Waterstand:	Stabiliteitsfactor ¹⁾	Betrouwbaarheids-index	Bezwijkkans
Toetspeil: mv + 4.0 m	1.15	1.90	$2.9 \cdot 10^{-2}$
mv + 3.0 m	1.28	2.80	$2.5 \cdot 10^{-3}$
mv + 2.0 m	1.35	3.28	$5.1 \cdot 10^{-4}$
Effect stochastiek w.s.		3.12	$8.9 \cdot 10^{-4}$
Historische w.s.: mv + 4.5 m	1.05	1.13	$1.3 \cdot 10^{-1}$
Bewezen sterkte analyse		5.46	$2.3 \cdot 10^{-8}$

¹⁾ stabiliteitsfactor op basis van verwachtingswaarden

De kritieke glijcirkel is weergegeven in figuur B2.1.



Figuur B2.1: Kritieke glijcirkel bij MPROSTAB-analyse (ondiepe afschuiving)

Tabel B2.4: Spreadsheetuitdraai Bewezen Sterkte Analyse

Bewezen sterkte analyse taludstabiliteit						
A posteriori instabiliteitskans voor dijkdoorsnede						
Locatie:	Voorbeeld					
Bestanden:						
Toets situatie:	D:\tras\mprostab\voorb1					
Historische situatie:	D:\tras\mprostab\voorb2					
A priori instabiliteitskansen berekend met:	MPROSTAB					
Samenvatting resultaten van a priori analyses:						
					wel/niet	
Gevoeligheidscoefficienten:	Toets situatie:		Historische sit.:		Correlatie:	alfa*corr.
Grondlaag1:	alfa	alfa^2	alfa	alfa^2		
alfa-coh (fluct)	0.275	0.075625	0.215	0.046225	1	0.059125
alfacoh (gemidd)	0.047	0.002209	0.047	0.002209	1	0.002209
alfa-tan(phi) (fluct)	0.552	0.304704	0.554	0.306916	1	0.305808
alfa-tan(phi) (gem)	0.107	0.011449	0.084	0.007056	1	0.008988
Grondlaag2:						
alfa-coh (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfacoh (gemidd)	0.102	0.010404	0.109	0.011881	1	0.011118
alfa-tan(phi) (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)	0.225	0.050625	0.198	0.039204	1	0.04455
Grondlaag3:						
alfa-coh (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfacoh (gemidd)	0.068	0.004624	0.071	0.005041	1	0.004828
alfa-tan(phi) (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)	0.121	0.014641	0.115	0.013225	1	0.013915
Grondlaag4:						
alfa-coh (fluct)		0		0	1	0
alfacoh (gemidd)		0		0	1	0
alfa-tan(phi) (fluct)		0		0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)		0		0	1	0
Waterspanningen:						
alfa-freat: (toevallig)	-0.163	0.026569	-0.253	0.064009	0	0
alfa-freat: (gecorrleerd)		0		0	1	0
alfa-freat: (waterstand)	-0.138	0.019044		0	0	0
alfa-PN zandlaag (toevallig)		0		0	0	0
alfa-PN zandlaag (gecorrleerd)		0		0	1	0
alfa-PN zandlaag (waterstand)		0		0	0	0
Modelonzekerheid						
alfa-modelonzekerheid (gecorrleerd):	0.6925	0.479556	0.71	0.5041	0.7	0.344173
alfa-modelonzekerheid (ongecorr.):		0		0	0	0
		0		0		
Som kwadraten:		0.99945		0.999866		
alfa-resterend (ideaaliter 0):	0.023447	0.00055	0.011576	0.000134	0	0
Correlatie tussen faalmodes toets en hist. Situatie:						0.794714
A priori betrouwbaarheidsindices:	3.124		1.127			
A priori instabiliteitskansen:	0.00089		0.12987			
A posteriori betrouwbaarheidsindex:	5.46485					
A posteriori instabiliteitskans:	2.3E-08					

B2.3.3 Berekening met MPROLIFT (stabiliteit bij in opdrijven achterland)

De bewezen sterkte analyse voor een situatie waarbij tijdens toetspeil opdrijven van het achterland verwacht verloopt grotendeels analoog aan die voor glijcirkelstabiliteit. Een essentieel verschil is dat de probabilistische analyse met de PROLIFT-module in MSTAB nogal verschilt van die in MPROSTAB. In de PROLIFT module wordt namelijk niet uitgegaan van een ruimtelijk fluctuatiemodel van de grondparameters zoals in MPROSTAB, maar wordt uitsluitend gerekend met statistische onzekerheid van de gemiddelde schuifsterkteparameters in de verschillende grondlagen (vandaar de afwijkende standaardafwijkingen in tabel B2.2). Verder verschilt de (probabilistische) berekeningsopzet op detailpunten van die in MPROSTAB.

De resultaten van de PROLIFT-analyses zijn kort weergegeven in tabel B2.5.

Tabel B2.5: Resultaten van PROLIFT-analyses en Bewezen Sterkte analyse

Situatie/Waterstand:	Stabiliteitsfactor ¹⁾	Betrouwbaarheids- Index	Bezwijkkans
Toetspeil: mv + 4.0 m	1.08	1.11	0.13
mv + 3.0 m		1.94	$2.6 \cdot 10^{-2}$
Effect stochastiek w.s.		2.07	$1.9 \cdot 10^{-2}$
Historische w.s.: mv + 4.5 m	1.00	0.41	0.33
Bewezen sterkte analyse		3.60	$1.6 \cdot 10^{-4}$

¹⁾ stabiliteitsfactor op basis van verwachtingswaarden

De oprijfsituatie (met een diep afschuifmechanisme, zie figuur B2.2) is aanmerkelijk ongunstiger dan de situatie met een ondiep cirkelvormig afschuifmechanisme. De a priori instabiliteitkans voor de toetssituatie is ongeveer $1,9 \cdot 10^{-2}$ en voor de overleefde historische situatie 0,33. Met het spreadsheet voor de bewezen sterkte-analyse wordt weer aan de hand van de met PROLIFT berekende gevoeligheidscoëfficiënten de correlatie tussen de kritieke bezwijkmoden in toets- en historische situatie berekend (zie tabel B2.6). Merk op dat in deze tabel de gevoeligheidscoëfficiënten voor ruimtelijke fluctuaties van grondparameters ontbreken. Analoog aan de situatie bij het ondiepe glijvlak is voor de rekenmodelonzekerheid weer uitgegaan van een correlatie tussen toets- en historische situatie van 0,7, wat voor de oprijfmechanismen wellicht een wat erg voorzichtige keuze is. Dit resulteert in een a posteriori betrouwbaarheidsindex van 3,6 (en corresponderende a posteriori instabiliteitkans van $1,6 \cdot 10^{-4}$). Het aannemen van een grotere correlatiecoëfficiënt, bijvoorbeeld van 0,8 respectievelijk 0,9, leidt tot a posteriori betrouwbaarheidsindices van respectievelijk 3,95 en 4,44. De daarmee corresponderende instabiliteitkansen zijn $4,0 \cdot 10^{-5}$ en $4,5 \cdot 10^{-6}$. Ook daarmee wordt het criterium van $2,5 \cdot 10^{-6}$ in dit geval (net) niet gehaald, maar het demonstreert dat het van belang is om na te gaan welke onzekerheden worden afgedekt door de modelonzekerheid en aan de hand daarvan na te gaan welke wel en welke niet in de toets- en historische situaties op dezelfde wijze gerealiseerd zullen zijn.

Tabel B2.6: Spreadsheetuitdraai Bewezen Sterkte-analyse voor de oprijfsituatie

Bewezen sterkte analyse taludstabiliteit						
A posteriori instabiliteitskans voor dijkdoorsnede						
Locatie:	Voorbeeld					
Bestanden:						
Toetsituatie:	D:\tras\mstab\voorb\ Voorbeeld					
Historische situatie:	D:\tras\mstab\voorbeeld 2					
A priori instabiliteitskansen berekend met:	MSTAB (Van-Probabilistisch)					
Samenvatting resultaten van a priori analyses:						
Gevoeligheidscoëfficiënten:	Toetsituatie:		Historische sit.:		wel/niet	
	alfa	alfa ²	alfa	alfa ²	correlatie:	alfa*corr.
Grondlaag1:						
alfa-coh (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfacoh (gemidd)	0.02638	0.000696	0.02881	0.00083	1	0.00076
alfa-tan(phi) (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)	0.03678	0.001353	0.02942	0.000866	1	0.001082
Grondlaag2:						
alfa-coh (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfacoh (gemidd)	0.06635	0.004402	0.0746	0.005565	1	0.00495
alfa-tan(phi) (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)	0.17463	0.030496	0.18028	0.032501	1	0.031482
Grondlaag3:						
alfa-coh (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfacoh (gemidd)	0.22984	0.052826	0.26156	0.068414	1	0.060117
alfa-tan(phi) (fluct)	0	0	0	0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)	0.49982	0.24982	0.5763	0.332122	1	0.288046
Grondlaag4:						
alfa-coh (fluct)		0		0	1	0
alfacoh (gemidd)		0		0	1	0
alfa-tan(phi) (fluct)		0		0	1	0
alfa-tan(phi) (gem)	0.00683	4.66E-05	0.00779	6.07E-05	1	5.32E-05
Waterspanningen:						
alfa-freat: (toevallig)	-0.0267	0.000713	-0.02913	0.000849	0	0
alfa-freat: (gecorrleerd)		0		0	1	0
alfa-freat: (waterstand)	0.48954	0.239649		0	0	0
alfa-PN zandlaag (toevallig)		0		0	0	0
alfa-PN zandlaag (gecorrleerd)		0		0	1	0
alfa-PN zandlaag (waterstand)		0		0	0	0
Modelonzekerheid:						
alfa-modelonzekerheid (gecorrleerd):	-0.64807	0.419998	-0.74752	0.558786	0.7	0.339113
alfa-modelonzekerheid (ongecorr.):		0		0	0	0
		0		0		
Som kwadraten:		1		0.999992		
alfa-resterend (ideallter 0):	0.000503	2.53E-07	0.002774	7.69E-06	0	0
Correlatie tussen faalmodes toets en hist. Situatie:						0.725603
A priori betrouwbaarheidsindices:						
A priori instabiliteitskansen:	2.0718		0.41291			
A posteriori betrouwbaarheidsindex:	0.01914		0.33984			
A posteriori instabiliteitskans:	3.596003					
	0.000162					

Voorbeeld Bewezen Sterkte
 bij opdrijven
 Mstab 9.2 : Voorbeeld mstab.sti



Festuur EG
 2009 AB Delft
 Phone
 Fax
 +31 16 201 26 00
 +31 16 201 03 21

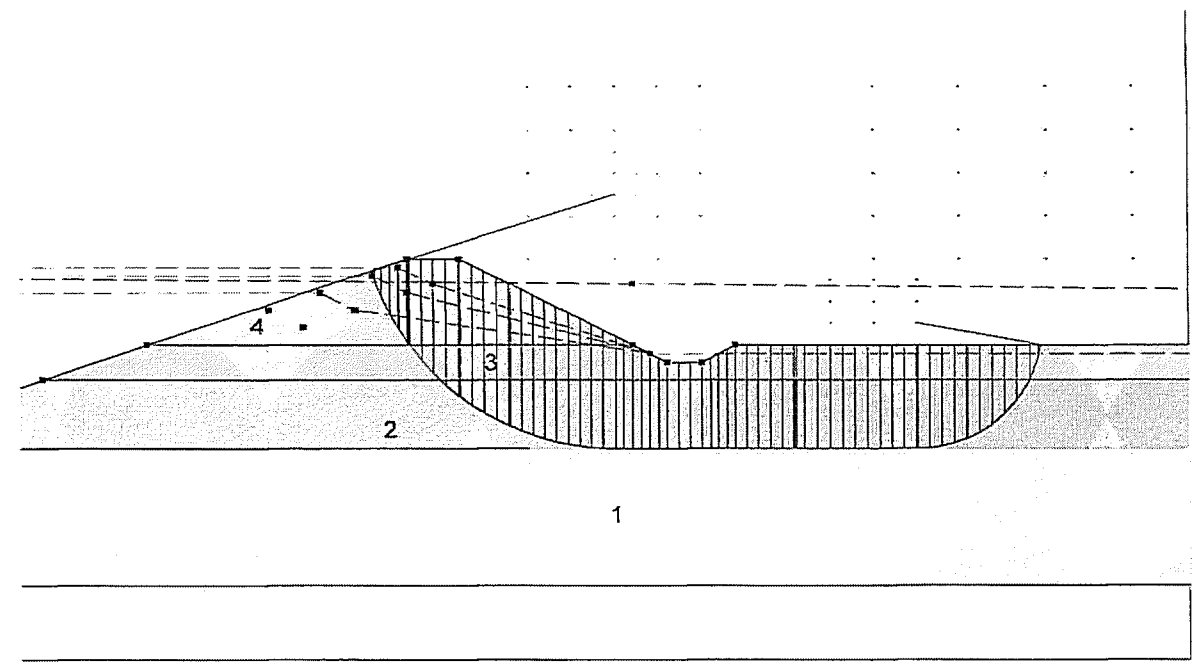
DATE
 5/27/2002

Annex
 A4

Figuur B2.2: Kritieke afschuifvorm bij opdrijven

Slip plane Van

- Layers
- 4. Medium Clay
 - 3. Soft Clay
 - 2. Medium clay 2
 - 1. Dense Sand



Xm : 45.00 [m]
 Ym : 8.75 [m]

Radius : 14.75 [m]
 Safety : 1.081

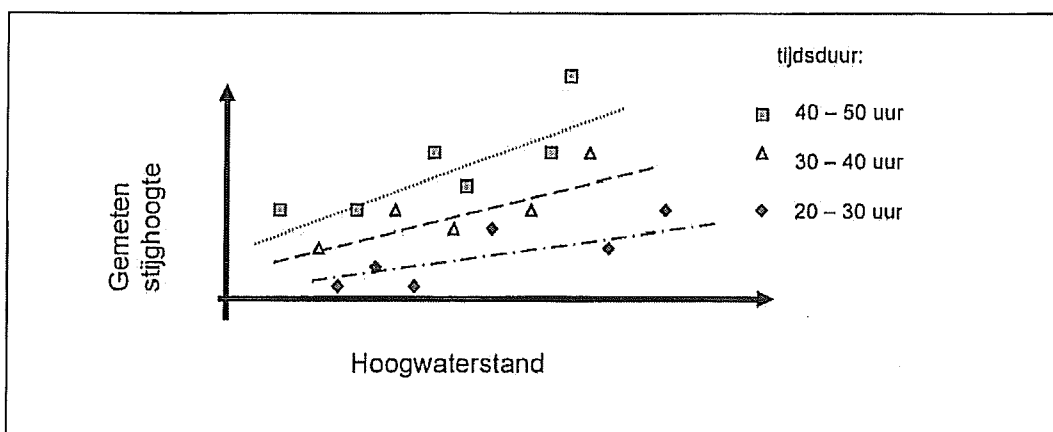


B2.4 INDICATIE 'RANDOM' ONZEKERHEID OVER WATERSPANNINGSRESPONS

In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de vraag wat veilige schattingen kunnen zijn voor onzekerheden met een 'random effect', dat wil zeggen grootheden die in de historische belastingsituatie waarschijnlijk anders gerealiseerd zouden zijn dan in een toekomstige situatie. Als voorbeeld wordt ingegaan op de grootte van niet systematisch doorwerkende onzekerheid van de waterspanningsrespons. Het gaat dus om onzekerheid van de waterspanningen die veroorzaakt wordt door niet in de modellering meegenomen zaken als initieel vochtgehalte in de dijk, bij het begin van de hoogwaterstand, veroorzaakt door neerslag in de periode voorafgaand aan die waterstand. Het effect daarvan is dat bij elke hoogwaterstand de daardoor veroorzaakte component in de waterspanningen onafhankelijk wordt gerealiseerd. Het is dus denkbaar dat daardoor bij de historische hoogwaterstand relatief lage waterspanningen zijn gerealiseerd, terwijl we er voor de toetsituatie van uit moeten gaan dat juist relatief hoge waterspanningen worden gerealiseerd. Omdat de uitkomsten van stabiliteitsanalyses, en dus ook de faalkansen, sterk afhankelijk zijn van waterspanningen, heeft deze random wisselende component in de waterspanningsrealisaties een grote invloed op bewezen sterkte, zie ook [33].

Indicaties van de grootte van deze niet systematische waterspanningsvariëaties kunnen in beginsel verkregen worden met behulp van waterspanningsmetingen bij een serie hoogwatersituaties. Als werkhypothese beperken we ons even tot meting van waterspanningen in de dijk (nabij het binnentalud). Het kan echter ook gaan om waterspanningen in grondlagen onder de dijk. In grafieken kunnen geobserveerde waterspanningen worden uitgezet tegen de hoogwaterstand (eventueel ook als functie van de duur van de hoogwaterstand). In figuur B2.3 is de opzet van zo'n grafiek geschetst.

In deze grafiek kan op basis van de grootte van de afwijkingen tussen de werkelijk gemeten waterspanningen ten opzichte van een 'gemiddelde' regressielijn de standaardafwijking van de 'toevallige' variëaties worden geschat.

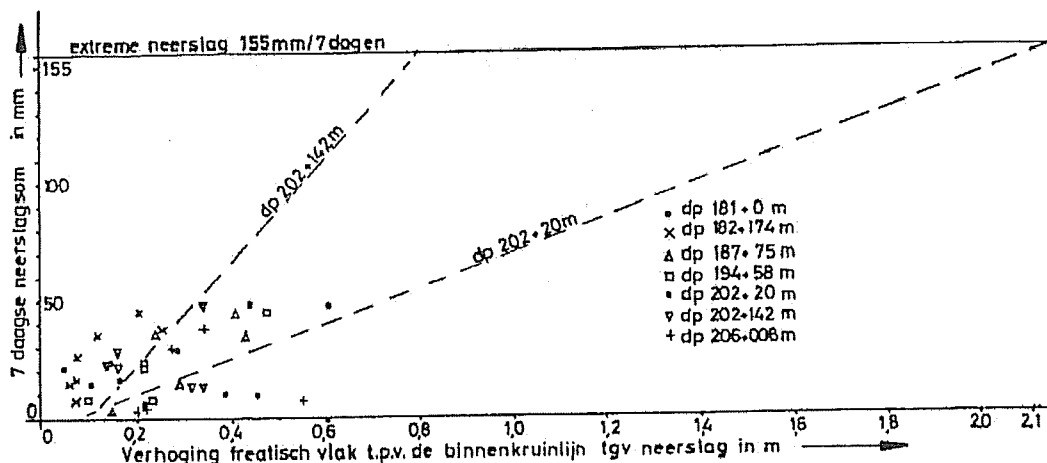


Figuur B2.3: Gemeten stijghoogten versus Hoogwaterstand en Hoogwaterduur (fictief)

In de praktijk zullen we vermoedelijk nog niet beschikken over (voldoende) metingen om tot een redelijk onderbouwde uitspraak te komen. Voor een verdere onderbouwing van het Bewezen Sterkte concept is het overigens wel van belang dat zulke metingen worden uitgevoerd.

Bij gebrek aan beter zullen we ons nu moeten behelpen met tentatieve schattingen van die variëaties. We gaan er van uit dat we bij niet systematische onzekerheden over de waterspanningsrespons toch primair moeten denken aan effecten van neerslag in de periode voorafgaand aan de hoogwaterstand. Deze effecten zijn in het verleden bestudeerd [35]. Doel van die studie was het vaststellen van ontwerpwaarden voor de verhoging van waterspanningen als gevolg van extreme neerslag, ten behoeve van stabiliteitscontrole. In dat kader zijn berekeningen gemaakt van stijghoogtetoenames ter plaatse van de binnenkruinlijn voor een aantal locaties langs de Lekdijk bij Nieuw Lekkerland en Streefkerk (Alblasserwaard). Figuur B2.4 is ontleend aan bovengenoemd rapport. De stijghoogtetoenames zijn berekend met behulp van het programma SWANFLOW, daarbij is rekening

gehouden met percolatie van neerslag in gedeeltelijk verzadigde grond binnen het dijklichaam en afstroming van neerslag langs het binnentalud. De berekeningen zijn geverifieerd met behulp van metingen van freatische stijghoogten in de dijk beneden de binnenkruinlijn. In figuur B2.4 (ontleend aan [35]) zijn de gemeten stijghoogten (ten opzichte van een nulsituatie, dat wil zeggen gemeten freatische stijghoogten gedurende een lange droge periode) horizontaal uitgezet tegen (verticaal) de cumulatieve neerslag gedurende 7 dagen voorafgaande aan de meting. De getrokken lijnen reflecteren de extrapolatie met behulp van SWANFLOW-berekeningen naar extreme neerslagsituaties, maar die zijn voor de analyse hier niet van belang. Van belang zijn de meetresultaten die stijghoogtetoenames reflecteren als gevolg van niet extreme neerslag.



Figuur B2.4: Gemeten freatische stijghoogtetoenames (hor.) versus cumulatieve neerslag (vert.).
Figuur ontleend aan [11]

Enig gevoel voor de frequentie waarmee (7-daagse) cumulatieve neerslagen, in de orde zoals die zijn voorgekomen bij de metingen in figuur B2.4, kunnen we krijgen we door terugrekening van de analyse van Swart. Hij komt aan de hand van door het KNMI verstrekte gegevens over relaties van combinaties neerslagintensiteit en neerslagduur en jaarkans van voorkomen op een cumulatieve (7-daagse) neerslag van 155 mm die met een jaarkans van 1/4000 wordt overschreden. Wanneer we een eenvoudige extreme waarde kansverdeling veronderstellen, namelijk een exponentiële verdeling, dan kunnen we uitgaande van dit resultaat de (indicatieve) jaarkansen voor lagere cumulatieve neerslagen berekenen. We vinden dat cumulatieve 7-daagse neerslag van 50 mm, respectievelijk 25 mm en 10 mm met kansen van 0,05, respectievelijk 0,20 en 0,55 per jaar worden overschreden. Dit betekent dat we de cumulatieve gemeten neerslagen, en bijbehorende freatische stijghoogtetoenames van enkele decimeters ten opzichte van droge periodes, zoals die voorkomen in figuur B2.4 vooralsnog niet kunnen uitsluiten bij extreme hoogwatersituaties. We zien ook een behoorlijke spreiding in de realisaties van stijghoogtetoename bij de verschillende neerslagsituaties.

Al met al bevestigt dit beeld dat bij de vergelijking tussen een (of meer) overleefde hoogwatersituatie(s) en de toetsituatie een niet voorspelbare (want niet systematische) component in de waterspanningsrespons een rol speelt. In eerdere probabilistische bewezen sterkte analyses [4] is aangetoond dat dit een aanzienlijk effect heeft op de resultaten van een bewezen sterkte analyse. Daarbij is uitgegaan van verschillende standaardafwijkingen van de niet systematische component van de waterspanningsvariëaties. Aan de hand van de hierboven gegeven beschouwing wordt geconcludeerd dat een standaarddeviatie σ_w van 0,15 m realistisch is.

In de deterministische bewezen sterkte analyse (correctiefactoraanpak) zoals beschreven in het Technisch Rapport, kan er op grond hiervan in beginsel van worden uitgegaan dat variaties van de freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn als gevolg van normale (niet extreme) neerslagvariëaties $\pm 0,25$ m (ten opzichte van gemiddeld) kunnen bedragen. Deze grenzen zijn te beschouwen karakteristieke waarden van het neerslageffect ($1,64 \sigma_w \approx 0,25$ m). Een en ander impliceert dat voor de

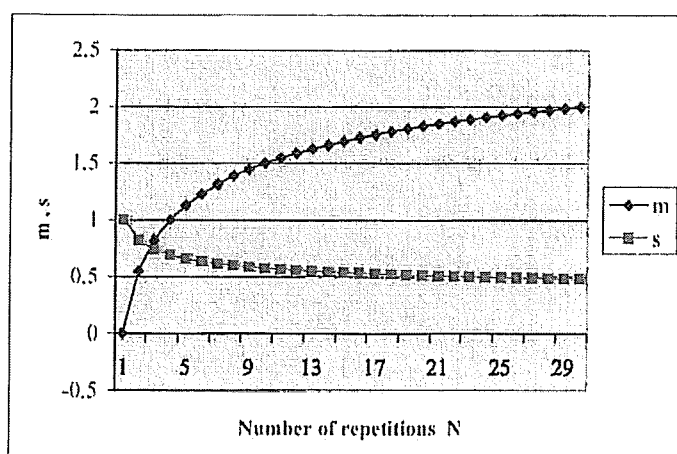
freatische waterspanningen in de historische situatie uitgegaan zou moeten worden van een freatische stijghoogte ter plaatse van de binnenkruinlijn die circa 0,5 m lager ligt dan aangenomen wordt voor de toetssituatie. Indien gegevens over de neerslaghoeveelheden in de historische situatie achterhaald kunnen worden, en vervolgens hieruit blijkt dat er destijds sprake is geweest van een aanzienlijke hoeveelheid neerslag, dan kan van een hogere ligging van de freatische lijn in de historische situatie worden uitgegaan, hetgeen uiteraard gunstig is voor het bewijs.

B2.5 REPETITIE-EFFECT

In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de vraag of, bij beschouwing van het repetitie-effect van overleefde historische situaties, de beperking van het uitgangspunt ten aanzien van 'random waterspanningsrespons' tot 'identieke hoogwatersituaties' essentieel is of het repetitie-effect ook bij niet identieke hoogwatersituaties kan worden gebruikt. Daarnaast wordt ingegaan op de deterministische pendant (t.b.v. de correctiefactormethode) van de stochastische aanpak voor kwantificering van het repetitie-effect.

Ruwweg gezegd zal bij meer dan één enkele overleefde hoogwatersituatie de kans toenemen dat bij tenminste één daarvan een relatief grote niet systematische stijghoogte is gerealiseerd. Dit is de verklaring dat naarmate het aantal overleefde hoogwatersituaties toeneemt het vertrouwen in de sterkte van de dijk toeneemt. In [33] en [34] is een kwantitatieve modellering van dit effect voorgesteld, voor het geval we te maken hebben met identieke overleefde hoogwatersituaties. Voor twee cases is het effect op de bewezen sterkte, in termen van reductie van de faalkans in de toetssituatie, onderzocht. Het resultaat van die exercitie was dat, afhankelijk van de case, de faalkans in de toetssituatie met een factor van 10 respectievelijk 30 af nam bij 10 overleefde hoogwatersituaties in plaats van één. Echter de vraag die zich voordoet is of die modellering ook bruikbaar is wanneer de overleefde historische hoogwatersituaties niet identiek zijn.

Die modellering berust op de volgende redenering. In een overleefde hoogwatersituatie moet gerekend worden met onzekerheid met betrekking tot de in die situatie gerealiseerde niet systematische stijghoogte-component. Voor een éénmalige hoogwatersituatie wordt die component gemodelleerd als een stochast met verwachtingswaarde gelijk nul en een bepaalde standaardafwijking ($\sigma_w = 0,15$ m, zie voorgaande paragraaf). Bij twee overleefde hoogwatersituaties is die component twee keer gerealiseerd. We mogen in de bewezen sterkte-analyse uitgaan van het maximum van de twee realisaties, dat wil zeggen van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van dit maximum. Bij drie overleefde historische hoogwatersituaties mogen we uitgaan van het maximum van drie realisaties, enz. Gaan we uit van statistisch identieke modelleringen en van normale verdelingen, dan kunnen we de verwachtingswaarde $m\sigma_w$ en standaardafwijking $s\sigma_w$ van het maximum van de rij



Figuur B2.5: m en s als functie van het aantal repetities

onafhankelijke realisaties berekenen. In figuur B2.5 zijn m en s gegeven als functie van het aantal repetities. De figuur is gebaseerd op een benadering van de faalkans van een seriesysteem met identieke elementen [36].

Wanneer de overleefde hoogwatersituaties identiek zijn wordt de bewezen sterkte analyse uitgevoerd voor de hoogwatersituatie, rekening houdend met verwachtingswaarde en standaardafwijking van de niet systematische waterspanningen. Naarmate het aantal overleefde hoogwaters toeneemt, neemt dus ook het waterspanningsniveau in de

te analyseren hoogwatersituatie in verwachting toe (en de standaardafwijking iets af), waardoor de à priori faalkans van de historische hoogwatersituatie toeneemt. Daardoor neemt de à posteriori faalkans voor de toetsituatie af. Met andere woorden naarmate het aantal overleefde historische hoogwaters toeneemt, neemt ook de bewezen sterkte toe.

Deze aanpak geldt voor identieke overleefde historische hoogwatersituaties. De vraag is hoe de aanpak moet zijn wanneer die hoogwatersituaties niet identiek zijn. Stel we hebben N overleefde historische hoogwatersituaties. Een veilig uitgangspunt zou zijn om bij de bewezen sterkte analyse uit te gaan van de historische hoogwatersituatie met het kleinste belastingeffect. Deze situatie is immers zeker N keer overleefd. Maar we kunnen ook kijken naar de hoogwatersituatie met het op één na kleinste belastingeffect. Deze situatie is immers zeker $(N-1)$ keer overleefd. Of de hoogwatersituatie met het op twee na kleinste belastingeffect, die is $(N-2)$ keer overleefd, enzovoorts, tot de hoogwatersituatie met het grootste belastingeffect, die slecht één keer is overleefd. Voor al die gevallen kunnen we de à posteriori faalkansen berekenen. Voor de beoordeling van de bewezen sterkte mogen we uitgaan van het geval dat de kleinste à posteriori faalkans voor de toetsituatie oplevert.

Voor de deterministische analyse (correctiefactoraanpak) kunnen we een soortgelijk recept opstellen. Uitgangspunt is de opzet van de bewezen sterkte analyse, waarbij informatie beschikbaar is over slechts één overleefde historische belasting. Voor de wijze waarop daarbij omgegaan moet worden met niet systematische onzekerheid over waterspanningen wordt verwezen naar de aanwijzingen gegeven in paragraaf B2.4. Conform de opzet voor probabilistische analyses bij meerdere overleefde hoogwatersituaties komen we tot de volgende werkwijze bij N_0 overleefde historische belastingen:

1. Beschouw de bewezen sterkte (de opwaartse correctie van de stabiliteitsfactor voor de toetsituatie) voor het geval wordt uitgegaan van de historische waterstand met het grootste belastingeffect.
2. Beschouw de bewezen sterkte uitgaande van de historische waterstand met het op één na hoogste belastingeffect. Deze belasting is dus tenminste twee keer overleefd en op basis daarvan mogen we de verwachte waterspanningen voor die belastingsituatie verhogen met de verwachtingswaarde van twee onafhankelijke realisaties van de niet systematische onzekerheid over waterspanningen (dus verhogen met $m\sigma_w$, met m voor $N=2$ in figuur B2.5)
3. Beschouw de bewezen sterkte uitgaande van de historische waterstand met het op twee na grootste belastingeffect. Deze belasting is tenminste drie keer overleefd en we mogen daarom de verwachte waterspanningen verhogen met $m\sigma_w$, met m voor $N=3$.
4. Herhaal deze stappen tot en met de historische waterstand met het laagste belastingeffect. Deze belasting is N_0 keer overleefd en de verwachte waterspanningen mogen dus opgehoogd worden met $m\sigma_w$, met m voor $N=N_0$.
5. De grootste opwaartse correctie van de stabiliteitsfactor voor de toetsituatie is maatgevend.

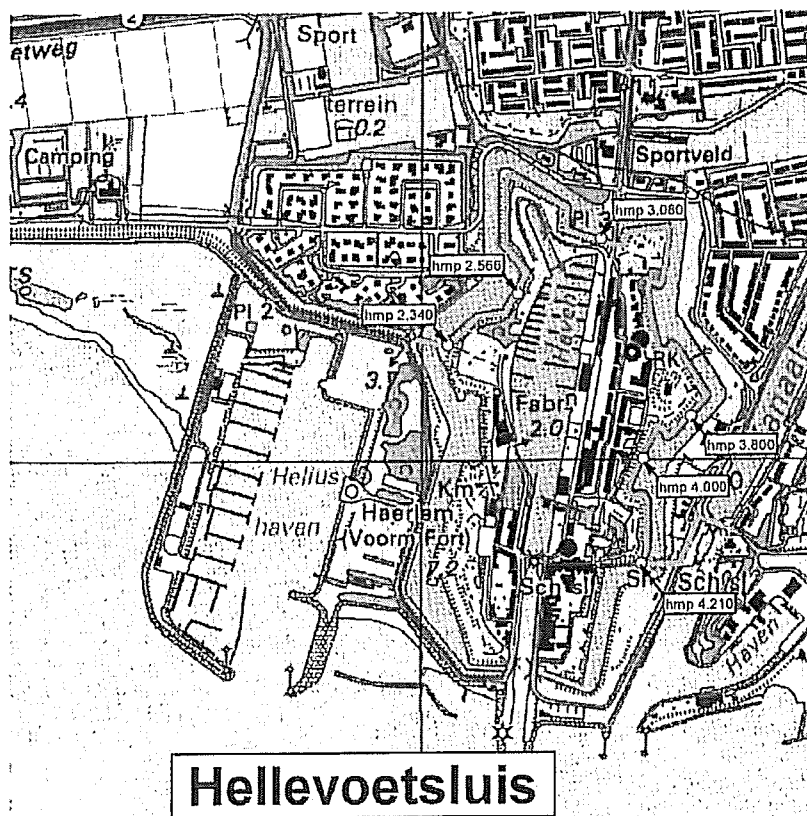
BIJLAGE 3

**VOORBEELD TOETSING VESTINGWAL HELLEVOETSLUIS
OP BASIS VAN BEWEZEN STERKTE**

B3.1 INLEIDING

In het kader van de toetsing op veiligheid van de waterkeringen in de Brielse Dijkkring zijn ook de vestingwallen in Hellevoetsluis, die deel uitmaken van de primaire waterkering, getoetst. Bij de gedetailleerde toetsing bleek dat nader onderzoek nodig was met betrekking tot de macro-stabiliteit van het binnentalud. Uit het onderzoek bleek dat, volgens de berekeningen, de stabiliteit zowel bij een maatgevende buitenwaterstand als bij extreme neerslag onvoldoende verzekerd was. Bij maatgevende buitenwaterstand speelt opdrijven van de binnendijkse deklaag een rol.

De verwachting was dat de Vestingwal, door het beschouwen van overleefde historische hoogwater situaties kan worden goedgekeurd. De Vestingwal is namelijk reeds meer dan 200 jaar in de huidige staat aanwezig en de hoogwater-situatie van februari 1953 is zonder problemen, voor wat betreft de macro-stabiliteit van het binnentalud, overleefd. Omdat de vestingwal, met een lengte van zo'n 2,5 km (zie overzichtstekening in figuur B3.1), tot het nationaal cultuurgood wordt gerekend zou een eventuele versterking uiterst kostbaar zijn, omdat die uitgevoerd zou moeten worden zonder het uiterlijk noemenswaard aan te tasten. Mede ook hierom werd besloten om de toetsing mede op basis van de bewezen sterkte theorie uit te voeren. Op basis van deze toetsing kon uiteindelijk 80 procent van de totale lengte van de waterkering worden goedgekeurd, terwijl op de overige 20 % met een lichte ingreep kon worden volstaan.



Figuur B3.1: Overzichtstekening Vestingwal te Hellevoetsluis

B3.2 BESCHIKBARE INFORMATIE

Het onderzoek is uitgevoerd op basis van informatie uit eerdere toetsrapportages in de Brielsche Dijkkring, grondonderzoeksrapportage en door de opdrachtgever verstrekte informatie met betrekking tot historische hoogwaterstanden, neerslaginformatie en beheerservaringen, met name ook ten tijde van historische hoogwaterstanden, o.a.:

- Eerder uitgevoerd geavanceerd onderzoek elders (Schuddebeursedijk) waarbij o.a. een bewezen sterkteonderzoek was uitgevoerd.
- De rapportage over detailonderzoek voor de toetsing van de Vestingwal te Hellevoetsluis. Hierin zijn de berekeningen, conclusies en aanbevelingen van het uitgevoerde detailonderzoek weergegeven.
- Het *factual report* van uitgevoerde veldonderzoeken op de vestingwal.
- Neerslaggegevens van meetstations Voorne Sluis, Pomp de Waal en Trouw
- Neerslaggegevens te Hellevoetsluis 1952/53
- Situatietekeningen
- Historisch opgetreden buitenwaterstanden in periode 1953-1976.
- Een notitie: Vestingwallen te Hellevoetsluis als Waterkering, Waterschap de Brielse Dijkkring, met daarin een beheerdersoordeel.

B3.3 INVENTARISATIE GEGEVENS

In dit hoofdstuk zijn de benodigde gegevens weergegeven voor de uitvoering van een geavanceerde onderzoek met betrekking tot bewezen sterkte.

B3.3.1 Algemeen

Nagegaan is of er gedurende de uitvoering of gedurende extreme waterstanden zodanige belastingen probleemloos zijn weerstaan, dat daaraan de conclusie mag worden verbonden, dat lokaal van betere eigenschappen sprake moet zijn, dan op grond van statistische analyse van het huidige beschikbare grondonderzoek kan worden verondersteld.

B3.3.2 Historische buitenwaterstanden

Het verloop van de waterstand te Hellevoetsluis van 31 januari tot 2 februari 1953 is ontleend aan metingen van de opgetreden waterstand en het hieruit geconstrueerde waterstandsverloop. Deze gegevens zijn afkomstig uit verslagen over de stormvloed van 1953 en zijn door het Waterschap beschikbaar gesteld. De opgetreden waterstand in 1953 (NAP +4,10 m) ligt aanzienlijk hoger dan het huidige MHW (NAP +2,55 m). Een groot aantal polders ten Zuidoosten van het Kanaal door Voorne' zijn destijds geïnundeerd. De Vestingwal heeft stand gehouden. Door de Brielse Poort echter is het nodige buitenwater naar binnen gekomen omdat de keermuren en opkistingen op 1 februari omstreeks 2:15 uur overspoelden. Het overgestorte water stoomde via de Brielse Poort, waarin de schotbalken niet waren gesteld, in de vestinggracht. Hierdoor is het peil in de Vestinggracht hoger geworden. Uit onderzoek uitgevoerd door het Waterschap volgt dat het waterpeil in de Vestinggracht destijds NAP -0,50 m à NAP -0,76 m moet zijn geweest. Hoewel de historische belasting aanzienlijk hoger is geweest dan de belasting bij MHW, moet opgemerkt worden dat de tijdsduur van het huidige MHW ongunstiger is dan van de opgetreden waterstanden.

Het Waterschap heeft aangegeven dat de gegevens over de belasting in 1953 zeer betrouwbaar zijn. De opgetreden waterstanden zijn door peilwaarnemers gemeten en zullen hooguit enkele centimeters kunnen afwijken van de werkelijkheid. Verder zijn waterstanden betrokken uit de 10-jaarlijkse overzichten van RWS waarvan de betrouwbaarheid eveneens hoog mag worden verondersteld.

B3.3.3 Neerslag

Uit het detailonderzoek volgde reeds dat de maatgevende situatie voor de macro-stabiliteit van het binnentalud niet altijd alleen wordt bepaald door hoge buitenwaterstanden. In een aantal gevallen bleek de situatie tijdens extreme neerslag maatgevend. Deze situatie behoefde formeel (conform de destijds vigerende LTV 1999) niet te worden beschouwd, maar, in overleg met de Provincie Zuid Holland is besloten de situatie tijdens extreme neerslag mee te nemen in de toetsing. In relatie met de bewezen sterkte is het neerslageffect op de grondwaterstand in de dijk tijdens de historische belasting een belangrijk gegeven. In verband hiermee is de neerslagsituatie in 1953 geanalyseerd.

B3.3.4 Dwarsprofiel van destijds

Volgens informatie van het Waterschap is het profiel van de kering de laatste 200 jaar niet aan verandering onderhevig geweest.

B3.3.5 Waarnemingen over het gedrag destijds onder die extreme belastingen:

Uit gegevens van het Waterschap en gesprekken met technische medewerkers bleek dat:

- tijdens de opgetreden hoogwaters geen wellen ter plaatse van de Vestinggracht zijn geconstateerd.
- Waarnemingen over het gedrag tijdens de storm in 1953 goed zijn gedocumenteerd. Hierin zijn ook gegevens opgenomen over het opknappen van de dijk.
- Waarnemingen over het gedrag tijdens de hoge waters ná 1953 in een logboek van het Waterschap tijdens dijkbewaking zijn opgenomen. Hieruit volgt dat geen noemenswaardige feiten zijn geconstateerd die wijzen op defecten aan de waterkering. Het Waterschap heeft, ter verificatie, hierover nog navraag gedaan bij vroegere diensthoofden. Ook zijn in het recente verleden geen opmerkelijke zakkingen/zettingen van de kruin opgetreden.

B3.3.6 Beheerdersoordeel

Naast de bovengenoemde gegevens benodigd voor het bewezen sterkteonderzoek bleek het reeds in het detailonderzoek zinvol de randvoorwaarden waar mogelijk aan te scherpen:

- Geohydrologie:
Belangrijk gegeven ter bepaling van de stabiliteit is de stijghoogte van het grondwater in het watervoerende pakket onder de dijk tijdens MHW en tijdens de historische situaties. De stijghoogte tijdens MHW is reeds in het kader van het detailonderzoek bepaald. In eerdere instantie was reeds geconstateerd dat de waterstandsverlooptlijn conform de Leidraad Toetsen op Veiligheid een te optimistische weergave was. Er was derhalve een dringende behoefte aan juiste waterstandsverlooptlijnen. Aangezien deze niet op korte termijn door Provincie Zuid-Holland leverbaar zijn is in nauw overleg tussen de Provincie en GeoDelft een voorlopige veilige waterstandsverlooptlijn tot stand gekomen. In onderhavig onderzoek is hiervan uitgegaan. Indien in latere instantie de juiste hydraulische randvoorwaarden beschikbaar komen, en onverhoopt blijkt dat deze onveilig zijn dat die waarvan is uitgegaan, wordt ingeschat dat dit slechts in enkele gevallen gevolgen zal hebben voor de resultaten van het bewezen sterkteonderzoek. Van deze gevallen wordt vervolgens verwacht dat aanpassing van de resultaten een relatief geringe inspanning vergt.
- Verkeersbelasting:
In de uitgevoerde stabiliteitsanalyses ten behoeve van de toetsing is de verkeersbelasting aangenomen op de kruin. Dit wordt in het algemeen voor ontwerpberoeeningen verondersteld daar dit in het algemeen een veilig uitgangspunt is. Bij nader inzien blijkt de aanname dat een dergelijke verkeersbelasting op de kruin van de vestingwal aanwezig is, in een aantal gevallen onrealistisch omdat slechts een voetpad op de kruin aanwezig is en op het hoge voorland meer ruimte aanwezig is. In geval van een dreigende calamiteit is het hier onwaarschijnlijk dat transport van zwaar materieel over de kruin zal plaatsvinden. In voorkomende gevallen is met dit gunstige effect rekening gehouden.

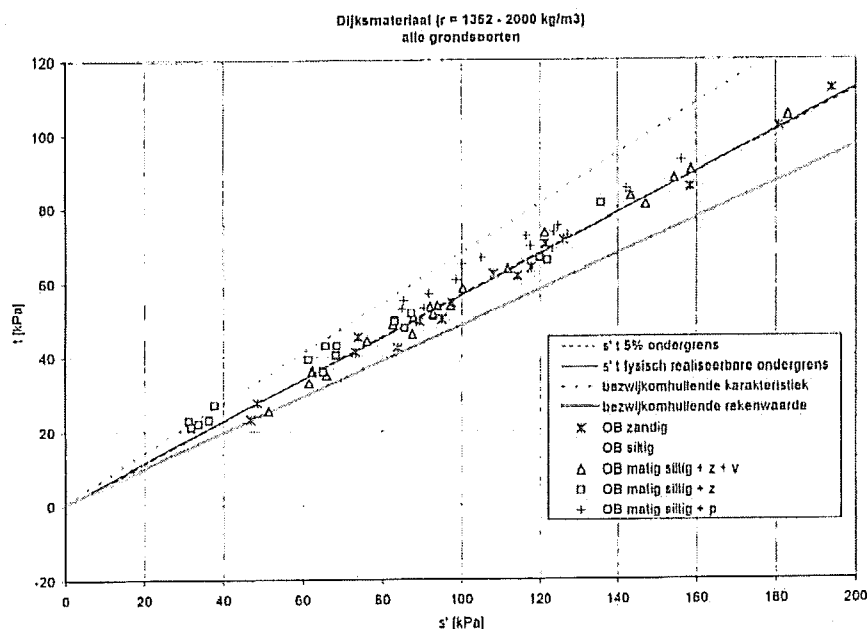
B3.4. AANVULLEND GRONDONDERZOEK

B3.4.1 Veldonderzoek t.b.v. de ondergrondopbouw

Gezien de inhomogene opbouw van het dijksmateriaal is de grondopbouw ter plaatse van de kruin nader in kaart gebracht door een aantal boringen en sonderingen uit te voeren. Samen met de sonderingen die in het kader van het detailonderzoek zijn uitgevoerd, is hiermee het geotechnische lengteprofiel, dat vervaardigd was in het kader van het hoofdonderzoek, verfijnd.

B3.4.2 Triaxiaalproeven

In het detailonderzoek was reeds aangegeven dat bij het rekenen met rekenwaarden van de sterkte uit proevenverzamelingen stabiliteitsfactoren zijn gevonden die fors lager waren dan 1,00. Voor de sterkte was hierbij uitgegaan van de proevenverzameling die in het kader van aangrenzende reguliere dijkonderzoeken is vervaardigd. Gezien de historie en ervaringen elders werd verwacht dat de werkelijke sterkte van het dijksmateriaal werd onderschat. De sterkte van dit materiaal is daarom door middel van triaxiaalproeven vastgesteld. Voor het verkrijgen van de nodige monsters voor beproeving, zowel boven als onder het freatische vlak, zijn Begemannboringen (diameter 66mm) uitgevoerd. Het dijksmateriaal bestaat uit klei en zand. Uit de boorbeschrijvingen en de foto's van de boorkernen bleek dat de klei en, in mindere mate, ook het zand qua samenstelling varieert en inhomogeen verdeeld is. Op basis hiervan is de klei onderverdeeld in categorieën van verschillende samenstellingen (bijmengingen). Omdat niet uitgesloten kon worden dat de sterkte van de klei van de afzonderlijke categorieën verschillend is zijn van elk van deze categorieën monsters gekozen en beproefd. De resultaten van alle proeven zijn in figuur B3.2 weergegeven. Hieruit blijkt dat de verschillen tussen de categorieën betrekkelijk klein zijn. Omdat ook de verschillende categorieën elkaar veelvuldig en willekeurig afwisselen, is in de stabiliteitanalyses geen onderscheid meer gemaakt.



Figuur B3.2: Triaxiaalproefresultaten dijksmateriaal Vestingwal te Hellevoetsluis

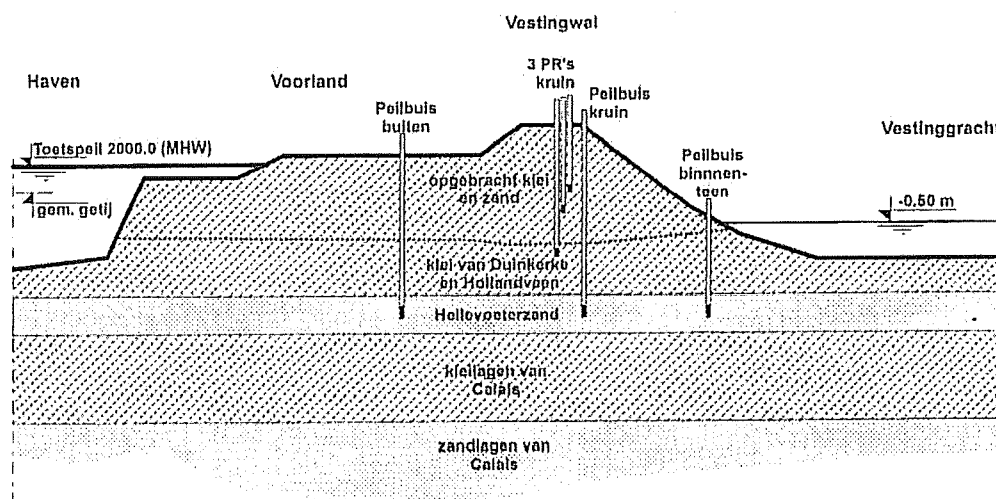
B3.4.3 Waterspanningsonderzoek

Het bepalen van de hoogte van de freatische lijn en het waterspanningsverloop in de diepte in relatie met neerslaggegevens en het extrapoleren hiervan naar maatgevende omstandigheden (extreme neerslag) was reeds in het kader van het detailonderzoek uitgevoerd.

Naar aanleiding van een extreem natte periode in september van dit jaar is besloten om in twee dwarsprofielen opnieuw PR-waterspanningsmeters te plaatsen teneinde de invloed van de neerslag op de waterspanning in de Vestingwal beter te verifiëren. De resultaten worden later besproken.

Belangrijk gegeven voor de bepaling van de stabiliteit is de stijghoogte van het grondwater in het watervoerende pakket onder de dijk tijdens MHW en tijdens de historische situaties. De stijghoogte tijdens MHW is reeds in het kader van het detailonderzoek bepaald. In het kader van dit onderzoek zijn gehydrologische analyses uitgevoerd teneinde de stijghoogten in de Hellevoeterzandlaag onder de Vestingwal tijdens de historische situatie van 1953 te bepalen.

Tijdens de uitvoering van de bureaustudies deed zich een periode met extreme neerslag voor (september 2001). Van die gelegenheid is gebruik gemaakt om in twee dwarsprofielen opnieuw PR-waterspanningsmeters te plaatsen om de waterspanningsrespons in de vestingwal op extreme neerslag nader te bepalen. In figuur B3.3 is een karakteristiek dwarsprofiel getekend met daarin de locaties van de waterspanningsmeting.



Figuur B3.3: Principe dwarsprofiel Vestingwal met plaats peilbuizen en PR-waterspanningsmeters

B3.5 STABILITEITSANALYSES

B3.5.1 Modelling waterspanningen

Bij de stabiliteitsanalyses en de latere probabilistische bewezen sterkte-analyses zijn twee situaties bekeken, namelijk stabiliteit bij toetspeil (MHW) en de stabiliteit bij extreme neerslag (niet samenvallend met hoog buitenwater). Bij de bewezen sterkte analyses bij toetspeil is de overleefde extreme waterstand in 1953 beschouwd. Voor deze situaties zijn de waterspanningen in en onder de vestingwal gemodelleerd.

De freatische stijghoogte en het waterspanningsverloop in de diepte zijn bepaald aan de hand van de waterspanningsmetingen in de vestingwal. Voor wat betreft de situatie bij toetspeil is er, gezien de lengte en hoogte van het voorland van uit gegaan dat de stijghoogte in de vestingwal nauwelijks beïnvloed zal worden door de buitenwaterstand zelf. De waterspanningsmetingen tijdens de periode met extreme neerslag gaven wel een aanzienlijke respons van de freatische stijghoogte op de 7-daags gecumuleerde neerslag te zien.

Uit neerslag informatie tijdens de stormvloed in 1953 blijkt dat de 7 daagse neerslagsom slechts 15 mm bedroeg, ongeveer gelijk aan gemiddelde neerslagsommen gedurende de periode waarin waterspanningsmetingen zijn uitgevoerd (sept. 1999 – mei 2000). De freatische stijghoogte voor de historische situatie is hier uit afgeleid, waarbij gewerkt is met een lage schatting, omdat dat immers een veilige benadering is voor de bewezen sterkte-analyse. De freatische stijghoogtes waarmee gerekend is zijn weergegeven in tabel B3.1.

Tabel B3.1: Gehanteerde hoogte freatisch vlak bij bewezen sterkte analyses

locatie: hmp	situatie	schematisatie freatische lijn:	
		kuil en buiten [m±NAP]	peil Vestinggracht 4) [m±NAP]
2,566	dagelijks	0,50	-0,50
	tijdens MHW	1,00	-0,50
	tijdens hevige neerslag	2,00	-0,5 1)
	tijdens stormvloed 1953	0,50	-0.50 (-0.63)
3,080	dagelijks	0,5 (tot 1,0)	-0,50
	tijdens MHW	1,00	-0,50
	tijdens hevige neerslag	1,0 2)	-0,50
	tijdens stormvloed 1953	0,50	-0.50 (-0.63)
3,800	dagelijks	0,50	-0,50
	tijdens MHW	1,00	-0,50
	tijdens hevige neerslag	2,00	-0,5 1)
	tijdens stormvloed 1953	0,50	-0.50 (-0.63)
4,000	dagelijks	0,00	-0,50
	tijdens MHW	0,50	-0,50
	tijdens hevige neerslag	0,50	-0,5 1)
	tijdens stormvloed 1953	0,00	-0.50 (-0.63)
1)	Veiligheidshalve niet hoger		
2)	Op een hoogte van NAP -2,0m een stijghoogte van NAP+3,0 tot NAP+4,0m		
3)	Geldt ook voor meermaals opgeterden hoogwater situatie		
4)	Het getal tussen haakjes betreft de waarde voor de probabilistische sommen voor zover dit afwijkt van de gegeven waarde		

De stijghoogtes in de watervoerende zandlaag, de Hellevoeter zandlaag, zijn bepaald met behulp van geo-hydrologische analyses met het computerprogramma Watex. De geohydrologische parameters zijn geschat op basis van waterspanningsresponsmetingen in deze laag.

De buitenwaterstand op 1 februari was aanzienlijk hoger dan het huidige toetspeil. Dit is echter geen garantie dat de stijghoogte in de Hellevoeterzandlaag destijds slechter (=hoger) moet zijn geweest dan tijdens MHW. De volgende factoren zijn hiervoor van belang:

- Door de afsluiting van het Haringvliet in 1970 is de stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden toegenomen omdat de gemiddelde buitenwaterstand te Hellevoetsluis vóór de afsluiting in 1970 lager was (circa NAP +0,00 m). Het huidige gemiddelde getij is ongeveer NAP +0,44 m (zie bijlage 2 van GeoDelft rapport CO-386100/54, december 2001). Opgemerkt wordt evenwel dat de amplitude van het gemiddelde getij na 1970 fors is afgenomen van circa 2 m naar circa 30 cm. Hiermee is rekening gehouden in de geohydrologische analyses.
- De tijdsduur van de hoge waterstand in 1953 was korter dan het huidige MHW.
- Door het overstromen van grote delen van het voorland in 1953 mag worden verwacht dat de stijghoogte in de Hellevoeterzandlaag sterk is beïnvloed. Hiermee is rekening gehouden in de geohydrologische analyses.

Voor een aantal locaties (hmp 2.566, 3.080, 3.800 en 4.000) zijn de berekende stijghoogten weergegeven in tabel B3.2. Hierbij moet worden opgemerkt dat de waterspanningen in sommige gevallen begrensd zijn door de grenspotentiaal, waarbij opdrijven van de binnendijkse deklaag optreedt. De nauwkeurigheid van de berekende stijghoogte in het zand, ten behoeve van de probabilistische analyses wordt geschat op +/- 0,25 m.

Tabel B3.2: Gehanteerde stijghoogten in Hellevoeterzandlaag

locatie: hmp	stijghoogte Hellevoeterzandlaag			
	stationair [m+NAP]	MHW [m+NAP]	stationair 1953 [m+NAP]	HHW 1953 [m+NAP]
binnenteen Vestingwal:				
hmp 2,400	-0,28	0,11	-0,50	0,07
hmp 2,566	-0,31	0,11	-0,42	0,69
hmp 2,900	-0,78	-0,62	-0,72	-0,57
hmp 3,080	-0,78	-0,62	-0,72	-0,57
hmp 3,360	-0,71	-0,42	-0,87	-0,38
hmp 3,720	-0,31	0,00	-0,53	0,01
hmp 4,000	0,13	0,62	-0,13	0,73
hmp 4,200	0,00	0,42	-0,25	0,47
Vestinggracht:				
hmp 2,400	-0,45	-0,19	-0,61	-0,27
hmp 2,566	-0,58	-0,10	-0,66	-0,33
hmp 2,900	-0,80	-0,78	-0,80	-0,80
hmp 3,080	-0,80	-0,78	-0,80	-0,80
hmp 3,360	-1,10	-1,03	-1,16	-0,88
hmp 3,720	-0,65	-0,55	-0,73	-0,57
hmp 4,000	-0,33	-0,19	-0,42	-0,18
hmp 4,200	-0,42	-0,37	-0,47	-0,40

B3.5.2 Keuze representatieve dwarsprofielen

Het bewezen sterkte concept dient te worden toegepast voor dwarsprofielen die qua macro-stabiliteit van het binnentalud maatgevend zijn voor een gedeelte van de Vestingwal. Tezamen dienen deze profielen en derhalve de resultaten van het onderzoek representatief te zijn voor de gehele Vestingwal.

B3.5.3 Resultaten van stabiliteitsanalyses

Op basis van ondergrondopbouw, geometrie van de wal, hoogte en afmetingen van voorland en al dan niet opdrijfgevoeligheid bij hoge buitenwaterstanden zijn zeven trajecten onderscheiden waarvoor representatieve dwarsprofielen zijn vastgesteld. Voor die dwarsprofielen zijn, op basis van de besproken uitgangspunten m.b.t. modellering van de ondergrondopbouw, grondparameters en waterspanningen, stabiliteitsanalyses uitgevoerd met het computerprogramma MSTAB (rekenmodel Bishop voor ondiepe glijvlakken en LiftVan voor stabiliteit bij opdrijven). Voor vier van de zeven profielen zijn stabiliteitsfactoren gevonden waarbij niet aan de toetsnormstelling werd voldaan. In tabel B3.3 is een overzicht gegeven van de resultaten van de stabiliteitsanalyses voor deze profielen.

Tabel B3.3: Overzicht van resultaten van deterministische en probabilistische stabiliteitsanalyses

Situatie	Stabiliteitsfactor (o.b.v. rekenwaarden)	Betrouwb. Index (a priori faalkans)	A posteriori faalkans
Profiel hm 2.556			
Toetspeil	0,77	0,49 (0,31)	$4 \cdot 10^{-7}$
Extr. neerslag	0,78	0,85 (0,20)	
Historisch HW '53	0,73	-0,50 (0,70)	
Profiel hm 3.080			
Toetspeil	0,81	0,95 (0,17)	$4 \cdot 10^{-6}$
Extr. neerslag	0,72	0,81 (0,21)	
Historisch HW '53	0,73	0,55 (0,29)	
Profiel hm 3.800			
Toetspeil	0,67	-0,41 (0,66)	$2 \cdot 10^{-2}$
Extr. neerslag	0,74	-0,05 (0,52)	
Historisch HW '53	0,72	-0,47 (0,68)	
Profiel hm 4.000			
Toetspeil	0,72	1,10 (0,14)	$4 \cdot 10^{-6}$
Extr. neerslag	0,69	0,77 (0,22)	
Historisch HW '53	0,74	0,90 (0,18)	

B3.5.4 Eisen aan (à posteriori) instabiliteitskans

Formeel zijn geen eisen aan de macro-instabiliteitskans vastgelegd in de TAW-leidraden. Wel zijn hiervoor uitgangspunten geformuleerd bij de afleiding van de minimaal vereiste schadefactoren in de TAW-Leidraad voor Rivierdijken (deel 2), met name in Appendix G bij deze leidraad. Ook tijdens de studies in het kader van de TAW-Marsroute zijn gedachten hierover verder uitgekristalliseerd. Gebaseerd op deze studies wordt door de Provincie Zuid Holland de eis gesteld dat de bijdrage aan de overstromingskans per jaar van een dijkkringgebied door macro-instabiliteit (of een ander grondmechanisch mechanisme) niet groter mag zijn dan circa 1 procent van de kans per jaar op overschrijden van de maatgevende hoogwaterstand die voor het betreffende dijkkringgebied vigerend is. Die bijdrage aan de overstromingskans geldt voor elk dijkvak. Voor de Brielse Dijkring geldt dat de kans per jaar op overschrijding van de maatgevende hoogwaterstand $1/4000$ is. De maximaal toegelaten bijdrage aan de kans op overstroming door macro-instabiliteit is derhalve $2,5 \cdot 10^{-6}$ per jaar. Omdat macro-instabiliteit van het binnentalud nog niet noodzakelijk ook overstroming zal impliceren zal de toelaatbare kans op macro-instabiliteit (per jaar per dijkvak) groter mogen zijn. Ruwe schattingen

geven aan dat de kans op het optreden van een dijkdoorbraak als gevolg van, en gegeven het optreden van een afschuiving bij een hoogwatersituatie in elk geval kleiner dan 10 % zal zijn. Dit betekent dat een toelaatbare kans per jaar in de orde van $2,5 \cdot 10^{-5}$ op het optreden van macro-instabiliteit van het binnentalud in een dijkvak realistisch is. Opgemerkt wordt dat de instabiliteitskansen die berekend zijn voor de toets situaties, kansen zijn gegeven het optreden van de maatgevende hoogwaterstand of gegeven van een extreme neerslagsituatie (de zogenaamde ontwerpbelastingen). Die kansen zijn daarom conditionele kansen. In beginsel moeten conditionele kansen berekend worden voor alle mogelijk verschillende hoogwaterstanden en verschillende neerslagsituaties, waarna die kansen geïntegreerd moeten worden, rekening houdend met de kansen op het optreden van de hoogwaterstanden en neerslagsituaties. Praktisch komt het er op neer dat de conditionele kansen bij de maatgevende hoogwaterstand of bij de maatgevende extreme neerslag bovengrenzen zullen zijn voor de geïntegreerde instabiliteitskansen door hoogwater of door neerslag.

Voor de toelaatbare instabiliteitskans als gevolg van neerslag speelt nog een ander belangrijk aspect mee. Zoals boven aangegeven mag bij het vaststellen van zo'n eis rekeninggehouden worden met het feit dat macro-instabiliteit niet noodzakelijk leidt tot dijkdoorbraak en overstroming. Wanneer instabiliteit als gevolg van extreme neerslag al leidt tot verlaging van de kruin van de dijk, dan zal dat pas leiden tot overstroming als gelijktijdig daarmee, of gedurende een periode die nodig is voor (nood)reparaties, ook een extreme hoogwaterstand optreedt. Wanneer er van uit gegaan kan worden dat het optreden van extreme neerslag slechts bij toeval ook samenvalt met een hoge waterstand, dan is de kans op overstroming, gegeven het optreden van een afschuiving door extreme neerslag erg klein. Dit betekent dat vanuit waterkeringsoogpunt een relatief grote kans op instabiliteit door neerslag, en zelfs een grote kans op instabiliteit bij de maatgevende extreme neerslag nog acceptabel is. Bij het afleiden destijds van de schadefactoren voor maatgevende extreme neerslag in de Leidraad Rivierdijken is uitgegaan van een kans van 1/10 dat een afschuiving bij extreme neerslag tot overstroming leidt. Mogelijk is dit uitgangspunt, gegeven de voortschrijdende inzichten gedurende de afgelopen 10 jaar, wel erg conservatief. Wanneer nu een herevaluatie zou plaatsvinden leidt dit waarschijnlijk tot aanzienlijke afzwakking van de schadefactoreisen. Mogelijk zelfs tot eisen die vanuit waterkeringstechnisch oogpunt milder zijn dan vanuit onderhoudsoogpunt. Met andere woorden, bij de formele veiligheidstoetsing zou dan de extreme neerslagsituatie geen rol meer spelen.

Voor de beoordeling van instabiliteit als gevolg van neerslag wordt in deze studie de volgende werkwijze gehanteerd. De kans op de extreme neerslagsituatie waarmee in de stabiliteitsanalyses rekening wordt gehouden, de maatgevende extreme neerslag, is 1/4.000 per jaar. Voor de kans op een dijkdoorbraak, gegeven instabiliteit door neerslag zou, conform de afleiding in de Leidraad Rivierdijken met 0,1 moeten worden gerekend. Zoals betoogd is dat een zeer conservatieve aanname, een kans van 0,01 à 0,05 lijkt meer in de rede te liggen. De bijdrage aan de kans op dijkdoorbraak (en dus overstromen) als gevolg van extreme neerslag, ervan uitgaande dat de maatgevende extreme neerslag een representatieve ontwerpwaarde is, is derhalve:

$$P_{\text{doorbraak}} = P_{\text{doorbraak} | \text{instabiliteit}} P_{\text{instabiliteit} | \text{maatg. neerslag}} P_{\text{maatg. neerslag}}$$

waarbij de kans op doorbraak gegeven instabiliteit 0,01 à 0,05 is en de kans op optreden van de maatgevende neerslagsituatie 1/4.000 per jaar. Rekenen we weer met een maximaal toelaatbare bijdrage aan de kans op overstroming van $P_{\text{doorbraak, toelaatbaar}} = 2,5 \cdot 10^{-6}$ per jaar per dijkvak, dan wordt daarmee de maximaal toelaatbare kans op instabiliteit per jaar per dijkvak:

$$P_{\text{instabiliteit} | \text{maatg. neerslag}} \leq \frac{P_{\text{doorbraak, toelaatbaar}}}{P_{\text{doorbraak} | \text{instabiliteit}} P_{\text{maatg. neerslag}}} \leq 0,2 \text{ à } 1$$

Conform het eerder gestelde is dus een zeer grote kans op instabiliteit bij maatgevende neerslag, vanuit waterkeringstechnisch oogpunt, acceptabel. Een grote kans op macro-instabiliteit bij maatgevende extreme neerslag kan uiteraard om andere redenen onacceptabel zijn, maar dit staat los van de waterkeringstechnische eisen in het kader van de Toetsing op Veiligheid. Voor de toetsing zullen we verder de ondergrens van 0,2 aanhouden.

B3.5.5 Evaluatie van berekeningsresultaten

Profiel 2.566:

De MHW-situatie is de maatgevende toetsituatie. Het verschil met HHW'53 is klein (0,73 versus 0,70) maar de situatie tijdens HHW'53 moet slechter zijn geweest. De berekende à priori kans op instabiliteit is 0,31. Verantwoordelijk voor deze hoge kans is het gebruik van een zeer grote spreiding van de modelonzekerheid. Een kleinere spreiding zou leiden tot een aanzienlijke reductie van de instabiliteitskans, echter onvoldoende om op basis van toetsing van de à priorikans tot goedkeuring te komen. Een analyse op basis van Bewezen Sterkte is dus noodzakelijk. Deze is uitgevoerd op basis van het overleven van de hoogwatersituatie van 1953. De Bayesiaanse analyse leidt tot een à posteriori instabiliteitskans van $4 \cdot 10^{-7}$, wat ruimschoots beneden het kanscriterium ligt ($2,5 \cdot 10^{-6}$ à $2,5 \cdot 10^{-5}$). Bij de Bayesiaanse analyse is ervan uitgegaan dat onzekerheid over de waterspanningen fifty fifty verdeeld is in reproduceerbare en niet reproduceerbare onzekerheid. Op grond hiervan wordt geconcludeerd dat de stabiliteit bij maatgevende hoogwaterstand voldoende is gewaarborgd.

Profiel 3.080:

Ook hier is het verschil tussen MHW-situatie en HHW'53 klein. De berekende schadefactor voor de MHW-situatie is 0,77 en de berekende à priori kans op instabiliteit is 0,17. Verantwoordelijk voor deze hoge kans is het gebruik van een zeer grote spreiding van de modelonzekerheid. Een kleinere spreiding zou leiden tot een aanzienlijke reductie van de instabiliteitskans, echter onvoldoende om op basis van toetsing van de à priorikans tot goedkeuring te komen. De bewezen sterkte analyse is uitgevoerd op basis van het overleven van de hoogwatersituatie van 1953. De Bayesiaanse analyse leidt tot een à posteriori instabiliteitskans van $4 \cdot 10^{-6}$, wat binnen de range voor het kanscriterium ligt ($2,5 \cdot 10^{-6}$ à $2,5 \cdot 10^{-5}$). Op grond hiervan wordt geconcludeerd dat de stabiliteit bij maatgevende hoogwaterstand voldoende is gewaarborgd, hoewel niet aan het strengste criterium (de ondergrens van de range voor de acceptabele faalkans) wordt voldaan.

Profiel 3.800:

De berekende schadefactor voor de MHW-situatie is 0,63. De berekende à priori kans op instabiliteit is ca. 0,6. Verantwoordelijk voor deze hoge kans is het gebruik van een zeer grote spreiding van de modelonzekerheid. Een kleinere spreiding zou leiden tot een aanzienlijke reductie van de instabiliteitskans, echter onvoldoende om op basis van toetsing van de a priori kans tot goedkeuring te komen. Een analyse op basis van Bewezen Sterkte is dus noodzakelijk. Deze is uitgevoerd op basis van het overleven van de hoogwatersituatie van 1953. De Bayesiaanse analyse leidt tot een à posteriori instabiliteitskans van $2 \cdot 10^{-2}$, hetgeen ruimschoots boven het kanscriterium ligt ($2,5 \cdot 10^{-6}$ à $2,5 \cdot 10^{-5}$). Op grond hiervan wordt geconcludeerd dat langs deze weg niet is aangetoond dat de stabiliteit bij maatgevende hoogwaterstand voldoende is gewaarborgd.

Profiel 4.000

De situatie is vergelijkbaar met profiel 3.080. De berekende schadefactor voor de MHW-situatie is 0,69. De berekende à priori kans op instabiliteit is 0,14. Verantwoordelijk voor deze hoge kans is het gebruik van een zeer grote spreiding van de modelonzekerheid. Een kleinere spreiding zou leiden tot een aanzienlijke reductie van de instabiliteitskans, echter onvoldoende om op basis van toetsing van de à priorikans tot goedkeuring te komen. Een analyse op basis van Bewezen Sterkte is dus noodzakelijk. Deze is uitgevoerd op basis van het overleven van de hoogwatersituatie van 1953. De Bayesiaanse analyse leidt tot een à posteriori instabiliteitskans van $4 \cdot 10^{-6}$, die binnen de range voor het kanscriterium ligt ($2,5 \cdot 10^{-6}$ à $2,5 \cdot 10^{-5}$). Op grond hiervan wordt geconcludeerd dat de stabiliteit bij maatgevende hoogwaterstand voldoende is gewaarborgd.

Toetssituatie Maatgevende Extreme Neerslag

De (a priori) instabiliteitskansen bij maatgevende extreme neerslag zijn ca. 0,20, behalve voor profiel 3.800. Dit profiel komt overigens op basis van de bewezen sterkte voor extreem hoogwater al niet in aanmerking voor goedkeuring. De kansen voor de overige vakken zijn dus kleiner dan het kanscriterium voor macro-instabiliteit bij extreme neerslag, dat in paragraaf B3.5.4 is afgeleid. De beschouwing van kansen bij maatgevende extreme neerslag leidt dus niet tot bijstellen van de conclusies ten aanzien van goedkeuren. Denkbaar is natuurlijk wel dat bij optreden van extreme neerslag schade aan het binnentalud ontstaat, maar die leidt met voldoende waarschijnlijkheid niet tot dijkdoorbraak.

B3.5.6 Tot besluit

Op grond van bewezen sterkte analyses kunnen drie van de vier onderzochte dijkvakken van de vestingwal in Hellevoetsluis worden goedgekeurd. Bij de eerdere gedetailleerde toetsing kon niet tot goedkeuring volgens de VTV-criteria worden besloten.

De vestingwal is nationaal cultuurogoed. Indien versterking noodzakelijk is zal deze zodanig moeten worden uitgevoerd dat cultuurwaarden minimaal worden aangetast. Dat zou ertoe leiden dat versterking ten behoeve van de stabiliteit van het binnentalud zou moeten worden gerealiseerd door het aanbrengen van een zware stabiliteits(dam)wand in de teen van het binnentalud, met navenante kosten.

Met behulp van een gevoeligheidsanalyse (die verder niet besproken is in de beschrijving hierboven) is nagegaan in hoeverre de goedkeuring nu robuust is, in de zin dat bij een volgend toetsingen over 5 en 10 jaar niet alsnog wordt afgekeurd. Uit die analyse is geconcludeerd, op basis van veranderingen in de toetspeilen conform de huidige inzichten, dat verwacht mag worden dat het huidige toetsresultaat nog tenminste twee toetsronden 'mee zal gaan'.

De bereikte besparing door toepassing van het bewezen sterkte concept is op z'n minst de rentewinst door het verantwoord kunnen uitstellen van de investering voor de stabiliteitswand gedurende minimaal 10 à 15 jaar. Wellicht is verdere besparing in de toekomst nog mogelijk wanneer, indien t.z.t. versterking wel nodig is, innovatieve en kostenefficiënter versterkingsconcepten zijn ontwikkeld.

BIJLAGE 4

TOELICHTING
GEOSTATISTISCHE BEREKENING
VAN SONDEERAFSTANDEN

In deze bijlage is een toelichting gegeven op de geostatistische berekening van de sondeerafstanden in tabel 5.1 in de hoofdtekst.

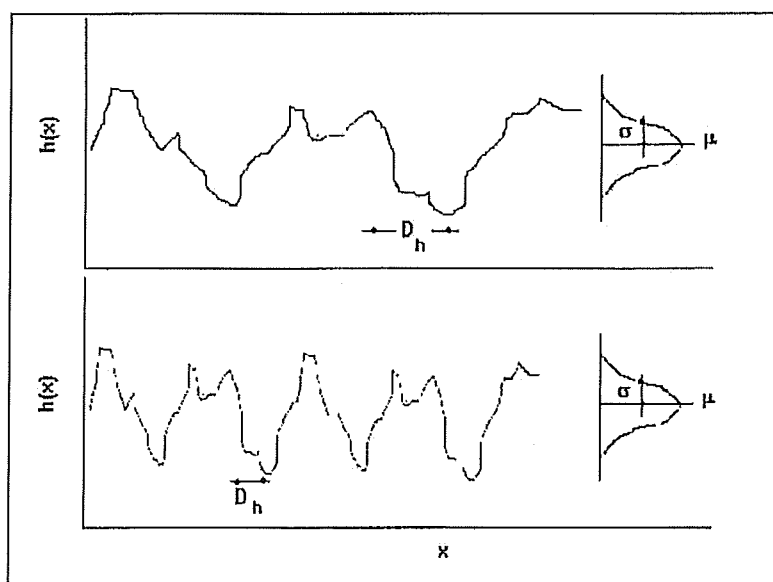
We gaan uit van een patroon van variaties van de diepteligging van de onderkant van een klei/veenpakket (de laagscheiding met onderliggend zand) dat beschreven kan worden als een (normaal verdeelde) stationaire stochastische functie. Hiermee bedoelen we het volgende. Geven we de diepteligging van de laagscheiding aan met $h(x)$, waarbij x de coördinaat is langs een horizontale as, dan is voor elke x de diepte $h(x)$ een realisatie van de normaal verdeelde stochastische variabele \underline{h} . De realisaties voor verschillende waarden van x , bijvoorbeeld x_1 en x_2 zijn meer of minder gecorreleerd, afhankelijk van de afstand τ tussen de punten $x=x_1$ en $x=x_2$: $\tau = |x_1 - x_2|$. Hoe kleiner de afstand, hoe groter de correlatie. Voor grote afstand dempt de correlatie uit tot 0, dat betekent dus dat er geen correlatie is tussen de realisaties $h(x_1)$ en $h(x_2)$. De correlatie wordt beschreven door een zogenaamde autocorrelatiefunctie $\rho(\tau)$. Per definitie moet gelden: $-1 \leq \rho(\tau) \leq 1$ voor alle waarden van τ . Noodzakelijk voor continuïteit (geen sprongsgewijze veranderingen) van het variatiepatroon is dat voor $\tau \rightarrow 0$ de correlatie $\rho(\tau)$ tot 1 nadert. Doorgaans gaat men in de geostatistiek voor de beschrijving van een continu variatiepatroon uit van een autocorrelatiefunctie die de waarde 1 aanneemt voor $\tau=0$ en die geleidelijk afneemt naar 0 bij toenemende waarde van τ . Voor een 'glad' verloop van het variatiepatroon (d.w.z. $h(x)$ is differentieerbaar) is het nodig dat de eerste afgeleide van de autocorrelatiefunctie voor $\tau=0$ gelijk aan 0 is en continu is (geen sprong vertoont).

De parameters van de stochastische functie zijn:

- de verwachtingswaarde en standaardafwijking van de kansdichtheidsverdeling van h , deze geven we aan met μ_h en σ_h . In het rekenvoorbeeld in tabel 5.1 in de hoofdtekst gaan we uit van een verwachtingswaarde van 10 m en een standaardafwijking van 1,20 m.
- de autocorrelatiefunctie. Hiervoor wordt veelal een exponentiële functie gekozen, waarin de afstand τ in het kwadraat voorkomt. Als voorbeeld is gekozen:

$$\rho(\tau) = e^{-\left(\frac{\tau}{D_h}\right)^2}$$

waarin D_h een autocorrelatieparameter is. Hoe kleiner D_h , hoe sneller het patroon van de opeenvolgende variaties (zie figuur B4.1).



Figuur B4.1: Variatiepatroon met grote autocorrelatieparameter D_h (boven) en met kleine D_h (onder)

Een globale indicatie van de 'correlatielengte' D_h is 50 – 150 meter. Indien we beschikken over een voldoende gedetailleerde meting kunnen indicaties van D_h aan de meting zelf worden ontleend, met behulp van een variogram- of een correlatieanalyse; ook zijn soms vuistregels te geven van die parameter.

Met de verwachtingswaarde en de standaardafwijking kunnen we de kans berekenen dat op een willekeurige locatie binnen de dijkstrekking de diepteligging van de laagscheiding kleiner is dan 8 m ongeveer 5% is. Echter, de strekking in de lengterichting van de dijk is 2 km. Die strekking kan opgedeeld gedacht worden mootjes, waarvan de kansen op onderschrijden van de 8 metergrens steeds 5% zijn, maar de kansen voor de verschillende mootjes zijn onderling onafhankelijk. Bij een D_h van, bijvoorbeeld, 100 m zijn de lengtes van de 'onafhankelijke' mootjes bij benadering zo'n 130 m, er zijn dus grofweg 15 onafhankelijke mootjes. De kans dat er tenminste één mootje is waar de 8 metergrens wordt onderschreden is (uitgaande van de kans van 5% voor elk van de mootjes afzonderlijk):

$$P(h < 8m \text{ in één of meer mootjes}) = 1 - (1 - 0,05)^{15} = 0,53$$

We kunnen ook zoeken naar de diepte, waarvoor de onderschrijdingskans voor alle mootjes samen 5% is. Dit noemen we de karakteristieke diepte, rekening houdend met het effect van ruimtelijke variatie. De onderschrijdingskans van elk afzonderlijk mootje moet dan 0,0035 zijn. Met de verwachtingswaarde $\mu_h = 10$ m en de standaardafwijking $\sigma_h = 1,20$ m vinden we dan een diepte van 6,75 m.

Stel nu dat we de diepteligging in de lengterichting van een dijktraject met behulp van sonderingen hebben gemeten, waarbij de onderlinge afstand tussen de sondeerpunten steeds gelijk is aan Δx . Stel verder dat de minimale gemeten diepte gevonden is in het punt x_0 en de bijbehorende diepte $h(x_0)$ is. Echter, tussen de metingen zijn mogelijk nog kleinere diepten aanwezig. Hoeveel kleiner, hangt in belangrijke mate af van de afstand tussen de sondeerpunten Δx .

Met behulp van het boven besproken stochastische model kunnen een schatting maken van de mogelijke afwijking tussen de diepte in een punt waar gemeten is en punten tussen de meetpunten in. Statistisch is die mogelijke afwijking het grootst in het midden tussen twee meetpunten. De standaardafwijking van de mogelijke afwijking tussen de diepte op een afstand van $\Delta x/2$ van het punt x_0 en de diepte in x_0 zelf berekenen we als volgt:

$$\sigma_{\partial h} = \sigma_h \sqrt{1 - \rho^2 (\Delta x / 2)}$$

Hierin is σ_h de standaardafwijking van de diepteligging, die geschat kan worden uit de metingen en $\rho(\Delta x/2)$ de correlatie tussen een meetpunt en een punt midden tussen twee meetpunten. De conditionele verwachtingswaarde in dit punt, gegeven (alleen) de gevonden minimale waarneming $h(x_0)$ is:

$$\mu_{h|h(x_0)} = \mu_h + \rho(\Delta x / 2) (h(x_0) - \mu_h)$$

Met behulp van $\sigma_{\partial h}$ en de conditionele verwachting $\mu_{h|h(x_0)}$ kunnen we de kans berekenen dat de waarde van h in het midden van de sondeerintervallen links en rechts van x_0 een bepaalde gekozen kritieke waarde h_{crit} onderschrijft. Die kans is, uitgaande van een normale kansverdelingsfunctie van h :

$$P(h < h_{crit}) = \Phi\left(\frac{h_{crit} - \mu_{h|h(x_0)}}{\sigma_{\partial h}}\right)$$

Hierin is $\Phi(\)$ de standaardnormale kansverdelingsfunctie.

In tabel 5.1 van de hoofdtekst is, gegeven de aannames voor μ_h (10 m), σ_h (1,20 m) en D_h (respectievelijk 50, 100 en 150 m), voor enkele aangenomen waarden voor de minimaal gevonden diepte $h(x_0)$ (respectievelijk 8,5, 9 en 9,5 m) en een gekozen criteriumwaarde waarde h_{crit} (8m), proberenderwijs gezocht naar sondeerafstanden Δx , waarbij de kans op onderschrijding volgens bovenstaande formule net 5% is. De h_{crit} van 8 m kunnen we dus opvatten als de karakteristieke 5% ondergrensschatting van h , gegeven de in de meting gevonden minimale dikte $h(x_0)$ en gegeven de afstand tussen de sondeerpunten.

