

Dijkdoorbraakprocessen
definitief

720201/39 versie
maart 2002

definitief

720201/39

maart 2002

N:\projecten.afd\720201 - Faalmechanismen

Opgesteld in opdracht van:

AFDELING

Projectleider : Ir. E.O.F. Calle

Projectbegeleider:

GeoDelft

Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT

Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00

Telefax (015) 261 08 21

Postbank 234342

Bank MeesPierson NV

Rek nr 25 92 35 911

rapportnr: 720201/39		datum rapport: maart 2002			
titel en subtitel:		behandelende afdeling:			
		projectnaam:			
projectleider(s): Ir. E.O.F. Calle		projectbegeleider(s):			
naam en adres opdrachtgever:		referentie opdrachtgever:			
		verzenden in: -voud			
		type rapport: definitief			
samenvatting rapport:					
opmerkingen:					
trefwoorden:		verspreiding:			
opgeslagen op: onder titel: N:\projecten.afd\720201 - Faalmechanismen en Reststerkte\so\Rapport\rapport fase 2\rapport fase 2.doc					aantal blz.: 200
versie:	datum:	opgesteld door:	paraaf:	gecontroleerd door:	paraaf:

INHOUDSOPGAVE

1	Introductie	1
1.1	Inleiding	1
1.2	Probleemstelling, doelstelling en afbakening	2
1.3	Relatie met andere projecten	3
1.4	Aanpak en opbouw van het rapport	3
2	Dijktypen, ondergrond, bekleding en belasting	7
2.1	Geometrie	7
2.2	Ondergrond	9
2.3	Bekleding	10
2.4	Belasting	12
2.5	Dijk(arche)typen	14
2.6	Kwalitatieve beschouwing van de reststerkte per dijktype	16
2.6.1	Hoge freatische lijn in de dijk, geen overslag	17
2.6.2	Hoge freatische lijn in de dijk, overslag	18
2.6.3	Daling van de buitenwaterstand	19
2.6.4	Reststerkte bij het optreden van een tweede hoogwatergolf	19
3	Overlopen / overslag	21
3.1	Algemeen	21
3.2	Oppervlakte erosie binnentalud	21
3.2.1	erosie bekleding	21
3.2.2	Erosie kern	22
	Interne erosie en afschuiven binnentalud door overslag	24
3.3.1	infiltratie en ontstaan van een scheur	24
3.3.2	Interne erosie van de bekleding	25
3.3.3	Afschuiving van de bekleding	26
3.3.4	Afschuiving langs diep glijvlak	26
3.3.5	Vervolgmechanismen	26
3.4	Fasering en snelheid van falen door overslag	27
3.5	Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte en het geven van overgangskansen	30
3.5.1	Algemeen	30
3.5.2	Primair mechanisme oppervlakte erosie, <u>erosie graszode en toplaag (A4)</u>	31
3.5.3	Primair mechanisme verzadiging van de toplaag, <u>ontstaan van een scheur</u>	32
3.5.4	Stabiliteit binnentalud bij overloop / overslag, <u>afschuiving toplaag (A2)</u>	35

3.5.5	Interne erosie binnentalud, <u>ontstaan wel (A1)</u>	37
3.5.6	bepaling overgangskans scheurvorming → afschuiving binnentalud / interne erosie (A1, A3)	37
3.5.7	<u>Terugschrijdende erosie (B)</u>	38
3.6	Samenvatting en conclusies overslag/over loop	39
4	Afschuiving binnentalud, binnenwaartse macrostabiliteit	47
4.1	Algemeen	47
4.2	mechanismebeschrijving	47
4.3	Fasen en snelheid van falen	52
4.4	Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte van binnenwaartse macrostabiliteit	53
4.4.1	Algemeen	53
4.4.2	Verhoging waterspanningen	54
4.4.3	Ontstaan van een scheur	54
4.4.4	Afschuiving	55
4.4.5	Vervolgmechanismen Algemeen	56
4.4.6	Vervolgschade door tweede afschuiving	57
4.4.7	Vervolgschade door microinstabiliteit	60
4.4.8	Vervolgschade door overslag	60
4.4.9	Opdrijven	61
4.4.10	Terugscheidende erosie	62
4.5	Overzicht en conclusies	62
5	Afschuiving buitentalud, buitenwaartse macrostabiliteit	71
5.1	Algemeen	71
5.2	Mechanisme beschrijving	71
5.3	Fasen en snelheid van falen	73
5.4	Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte van buitenwaartse macrostabiliteit	74
5.4.1	Verhoging waterspanningen	74
5.4.2	Ontstaan van een scheur	74
5.4.3	Buitenwaartse afschuiving	75
5.4.4	Vervolgschade door tweede afschuiving	77
5.4.5	Vervolgschade door erosie buitentalud	77
6	Microstabiliteit	79
6.1	Algemeen	79
6.2	Mechanismenbeschrijving	79
6.2.1	Falen door microstabiliteit	79
6.2.2	Falen door combinaties van mechanismen	83
6.3	Fasering, voorzieningen en snelheid van falen bij microinstabiliteit	84

6.4	Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte en het geven van overgangskansen	85
6.4.1	Bestaande beschouwingen en modellen over microstabiliteit	86
6.4.2	Kwel en ligging van freatische lijn	87
6.4.3	Optreden primair bezwijkmechanisme microinstabiliteit (mechanisme A in gebeurtenissenboom)	87
6.4.4	Kruinverlaging	90
6.4.5	Overslag / Overloop	92
6.5	Overzicht en conclusies	92
7	Piping	97
7.1	Algemeen	97
7.2	Mechanismenbeschrijving piping	97
7.3	Fasering en duur van dijkdoorbraak door piping	100
7.4	Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte	101
7.4.1	PC-ring	101
7.4.2	opbarsten, wel- en scheurvorming	101
7.4.3	Piping modellen: methode van Bligh, Lane en Sellmeijer	102
7.4.4	Erosie doorgaande pipe en verzakken van de kruin	104
7.4.5	Overslag / overloop en dijkdoorbraak	104
7.5	Overzicht mechanisme piping en indicatie reststerkte	105
8	Erosie buitentalud	107
8.1	Algemeen	107
8.2	Steenzetting	108
8.2.1	Resultaten proeven	108
8.2.2	Mechanismenbeschrijving	109
8.2.3	Rekenregels	112
8.3	Grasbekleding	113
8.3.1	Resultaten proeven	113
8.3.2	Mechanismenbeschrijving	114
8.3.3	Rekenregels	114
8.4	Asfaltbekleding	115
8.4.1	Resultaten proeven	115
8.4.2	Mechanismenbeschrijving	115
8.4.3	Rekenregels	117
8.5	Praktijkvoorbeelden	117
8.6	Methodiek onderzoek belangrijke kennisleemten	120
8.6.1	Inleiding en doel	120
8.6.2	Overzicht kennisleemten	120
8.6.3	Analyse gebeurtenisbomen	121
8.6.4	Onderzoek belangrijkste kennisleemten	130

8.7	Case studies	134
8.7.1	Zeedijk te Hoofdplaatpolder	134
8.7.2	Rivierdijk	139
8.8	Kansrijke onderwerpen voor onderdeel b	142
9	Zettingsvloeiing	143
9.1	Algemeen	143
9.2	Mechanisme beschrijving	143
9.2.1	Ervaring	143
9.2.2	Onderzoek	146
9.2.3	Fenomeenbeschrijving	146
9.3	Fasering en duur van dijkdoorbraak door zettingsvloeiing	149
9.4	Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte	150
9.5	Overzicht	151
10	Overzicht en conclusies	155
10.1	Overslag	155
10.2	Piping	155
10.3	Binnenwaartse macroinstabiliteit	156
10.4	Buitenwaartse macroinstabiliteit	157
10.5	Erosie Buitentalud	157
10.6	Microstabiliteit	157
10.7	Zettingsvloeiing	158
10.8	Aanbevelingen voor volgende onderzoeksfase	159
	Definities	159
	Literatuur	161

Bijlagen

1	Dijk(arche)typen
2	Figuren behorend bij hoofdstuk 2 en 8
3	Gebeurtenissenbomen en berekening correlatie coëfficiënten

1 Introductie

1.1 Inleiding

Bezwijken is het optreden van een bezwijkmechanisme waarbij een bezwijkmechanisme wordt gedefinieerd als breuk, vormverandering, verlies van samenhang of schade aan (onderdelen) van de dijk, als gevolg van belastingen of belastingeffecten die de sterkte overtreffen, waardoor de capaciteit om water te keren nadelig kan worden beïnvloed. Een sequentie van verschillende mechanismen en processen (faaltraject) treedt op voordat een waterkering daadwerkelijk faalt. De waterkering faalt als het de waterkerende functie niet kan vervullen.

Tot nu toe is ervan uitgegaan dat bezwijken ontoelaatbaar is. Naar aanleiding van de watersnoodramp in 1953 pleitte de Deltacommissie voor een meer wetenschappelijke benadering van het veiligheidsvraagstuk. De aanbevelingen van de commissie bleken echter technisch niet haalbaar; o.a. de kans op doorbreken van een dijk kon niet nauwkeurig worden vastgesteld. Daarom zijn in de huidige veiligheidsfilosofie dijken veilig als zij een vastgestelde waterstand zonder bezwijken kunnen keren. Het einddoel van het onderzoeksprogramma 'Overstromingsrisico's' is een veiligheidsbenadering op basis van overstromingsrisico's.

Om deze risico's vast te kunnen stellen is onder andere inzicht nodig in het gehele faaltraject dat kan leiden tot een dijkdoorbraak. Als een primair mechanisme (bezwijkmechanisme dat wordt beschouwd bij het ontwerpen of toetsen van de dijk) is opgetreden wil dat nog niet zeggen dat de hele dijk faalt. De dijk heeft nog een reststerkte. Doel van deze studie is het, voor zover mogelijk, beschrijven van het faaltraject van een primair mechanisme tot aan de dijkdoorbraak en het geven van overgangskansen voor de verschillende geotechnische mechanismen.

Het project is onderdeel van het basisproject, Faalmechanismen en Sterkte van Waterkeringen (basisproject2) van het Delft Cluster thema Risico's van Overstromingen (thema 2) en is omschreven in het projectplan 02.02.01 Faalmechanismen en Reststerkte. Het eerste gedeelte van de studie wordt uitgevoerd in opdracht van de Dienst Weg en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat.

Delft Cluster is een samenwerkingsverband van Delftse kennisinstituten. Het onderhavige onderzoek wordt uitgevoerd door GeoDelft, WL | Delft Hydraulics en TNO Bouw.

Dit rapport betreft de resultaten van deel 1 van bovengenoemde studie waarin aan de hand van literatuuronderzoek het faaltraject van primair bezwijken tot dijkdoorbraak is beschreven, gebeurtenisbomen zijn opgesteld en indicatieve overgangskansen voor de verschillende (deel) mechanismen gegeven. De overgangskans is daarbij gedefinieerd als de kans op het ontstaan van een vervolgmecanisme gegeven het optreden van het primaire bezwijkmechanisme en eventuele eerdere vervolgmecanismen in het faaltraject. Met deze kansen zijn de gebeurtenisbomen doorgerekend.

De volgende initiërende bezwijkmechanismen zijn beschreven:

- overlopen/overslag;
- buitenwaartse macrostabiliteit;
- binnenwaartse macrostabiliteit;

- microstabiliteit;
- piping;
- erosie buitentalud.

1.2 Probleemstelling, doelstelling en afbakening

Het faaltraject van een dijk tot en met het onderlopen van het achterland is niet in samenhang beschreven. Er bestaan al wel veel (deel)modellen om de sterkte van, en belasting op een dijk te bepalen. Over de samenhang van deze modellen en de kans op onderlopen van een gebied na het optreden van een primair bezwijkmechanisme is echter weinig bekend.

In het kader van het onderzoeksprogramma naar overstromingsrisico's speelt deze kans een onmisbare rol in de overstromingsrisico benadering.

Het doel van deze studie is de reststerkte van een dijk na bezwijken door een primair mechanisme in termen van faalkansen te geven.

Onder reststerkte wordt daarbij verstaan: Restcapaciteit om de waterkerende functie, waarop aanspraak wordt gemaakt, te vervullen na optreden van een primair mechanisme.

De reststerktefaalkans wordt gedefinieerd als de kans dat, gegeven het optreden van een primair mechanisme, dijkdoorbraak ontstaat.

Doordat elke dijk anders is, dienen eerst archetypen van dijken te worden beschreven. Deze archetypen vormen een uitgangspunt voor beschrijvingen van de verschillende faalmechanismen.

Dit project beperkt zich voornamelijk tot reststerkte bij dijken. Er is niet ingegaan op reststerkte bij duinerosie, bij waterkerende kunstwerken en op reststerkte in de sluiting en sluitingsprocedure van beweegbare waterkerende elementen. Ook wordt geen rekening gehouden met vreemde elementen in een dijk zoals bomen, wegen, kabels en leidingen. Tenslotte zijn ook kaden en boulevards niet in beschouwing genomen.

Falen van de waterkerende functie kan tot stand komen doordat óf de te keren waterstand (substantieel) hoger is dan die waarop de hoogte van de waterkering berekend is (maar waarbij geen dijkdoorbraak ontstaat), óf als gevolg van dijkdoorbraak. In dit rapport wordt de laatste vorm van falen beschouwd.

Er wordt niet gekeken naar mechanismen die optreden door achterstallig onderhoud. De relatie van een primair mechanisme tot het risico van inundatie van het achterland wordt vanzelfsprekend wel gegeven. In deze studie wordt ook niet gekeken naar de omstandigheden van een dijk tijdens aanleg of uitvoering van een verzwaring. De invloed van deze werkzaamheden in ruimte en tijd wordt buiten beschouwing gelaten.

Menselijk ingrijpen verandert / vertraagt het bezwijkproces en is van invloed op de reststerkte. Het is niet de bedoeling in deze studie onderzoek te doen naar de invloed van menselijk ingrijpen, maar er zal geprobeerd worden de mogelijkheden van menselijk ingrijpen mee te nemen.

Indien primaire mechanismen dicht bij elkaar optreden, kunnen zij een gezamenlijke invloed hebben op het optreden van vervolgmecanismen. Bij het bepalen van een kans op een primair mechanisme wordt rekening gehouden met dit zogenaamde lengteeffect.

In deze studie wordt geprobeerd een reststerktefaalkans per doorsnede te geven. Hierbij is het uitgangspunt dat het primaire mechanisme is opgetreden. De reststerkte faalkans is dus een conditionele faalkans. Het lengte effect voor de reststerkte faalkans is in deze studie niet onderzocht en is pas mogelijk als de 3 dimensionale aspecten van een locale ontwikkeling zijn onderzocht.

In eerste instantie is ervan uitgegaan dat de buitenwaterstand en de waterspanningen in de dijk gedurende falen gelijk blijven. Indien deze toenemen zullen in de meeste gevallen de overgangskansen groter worden. Uitzondering zijn de mechanismen zettingsvloeiing en buitenwaartse macroinstabiliteit die juist bij een val van hoogwater optreden.

1.3 Relatie met andere projecten

Door FUGRO is binnen het project “Probabilisme in de Geotechniek” een discussie nota opgesteld waarin een overzicht is gegeven van de geotechnische vervolgmecanismen die binnen het faaltraject van waterkeringen voorkomen [FUGRO 1997]. Hierin zijn geschematiseerde foutenbomen en indicatieve schattingen van overgangskansen weergegeven.

Voor het project ‘Overstromingsrisico’ is deze studie van belang, omdat de reststerkte nodig is voor de bepaling van de overstromingskans en het overstromingsrisico. In het programma PC-ring (dit berekent de faalkans van een dijkkringgebied), dat in het kader van het project Overstromingsrisico is ontwikkeld, is nu een aanname gedaan voor de reststerkte. Een model voor de reststerkte kan daarin opgenomen worden.

In het project Grote Vervormingen in de geotechniek wordt een model ontwikkeld voor het post-bezwijkgedrag. Het project Grote Vervormingen is dus toeleverend. In eerste instantie zal de bestaande kennis omtrent grote vervormingen worden gebruikt.

Binnen Delft Cluster thema 1 (Grond- en constructies) was in beginsel een reststerkte onderzoek geprogrammeerd gericht op fysische beschrijving van mogelijke doorbraakmechanismen, te valideren in het grootschalige proevenproject “Bergambacht”. Bij de concrete invulling van het proevenproject is echter dit onderdeel vervallen. In thema 3 (Kust en Rivier) zijn modelproeven opgenomen, gericht op het dijkdoorbraakproces door golfoverslag. Naar verwachting zullen die proeven in 2001/2002 worden uitgevoerd.

1.4 Aanpak en opbouw van het rapport

De hoofdstukindeling komt globaal overeen met de werkwijze van deze studie. Allereerst worden in hoofdstuk 2 archetypen van dijken in Nederland en hun specifieke elementen beschreven.

Vervolgens wordt in de daaropvolgende hoofdstukken geprobeerd het faaltraject van dijken na de verschillende primaire mechanismen fenomenologisch te omschrijven aan de hand van literatuuronderzoek; praktijkvoorbeelden, laboratoriumproeven en theoretische modellen. In hoofdstuk 10 worden conclusies gegeven.

De waarde die aan de verschillende informatiebronnen wordt toegekend is als volgt:

Praktijkvoorbeelden

Er zijn weinig ooggetuigen verslagen bekend van dijkdoorbraken waarbij daadwerkelijk het faaltraject wordt beschreven. Meestal zijn er andere zaken die op het moment van bezwijken aandacht vragen. Van oude dijkdoorbraken zijn alleen bestuurlijke en financiële feiten schriftelijk vastgelegd in jaarverslagen [Gottschalk 1971]. Uit schaderapporten van recentere hoogwaters en overstromingen kunnen verschillende fasen in het faaltraject worden afgeleid. Dit geldt voor zowel de watersnoodrampen uit 1916 en 1953 als voor de hoogwaters van 1993 en 1995. Bij de laatst genoemde hoogwaters zijn geen daadwerkelijke dijkdoorbraken opgetreden maar alleen primaire bezwijkmechanismen waargenomen. Nadat deze mechanismen optreden worden meestal maatregelen getroffen om verdere schade te voorkomen. Hierdoor is het moeilijk om kansen en snelheden van de verschillende fasen van het faaltraject van een waterkering af te leiden. Praktijkvoorbeelden uit het buitenland waarbij een beschrijving van de gebeurtenis optreedt zijn niet wijd verspreid. Alleen in conferentieverslagen zijn af en toe berichten te vinden. Via internet en e-mail is geprobeerd verschillende deskundigen uit Polen, Slowakije en Hongarije te bereiken. Op het verzoek om referenties werd in het algemeen negatief of niet gereageerd.

Praktijk en laboratoriumproeven

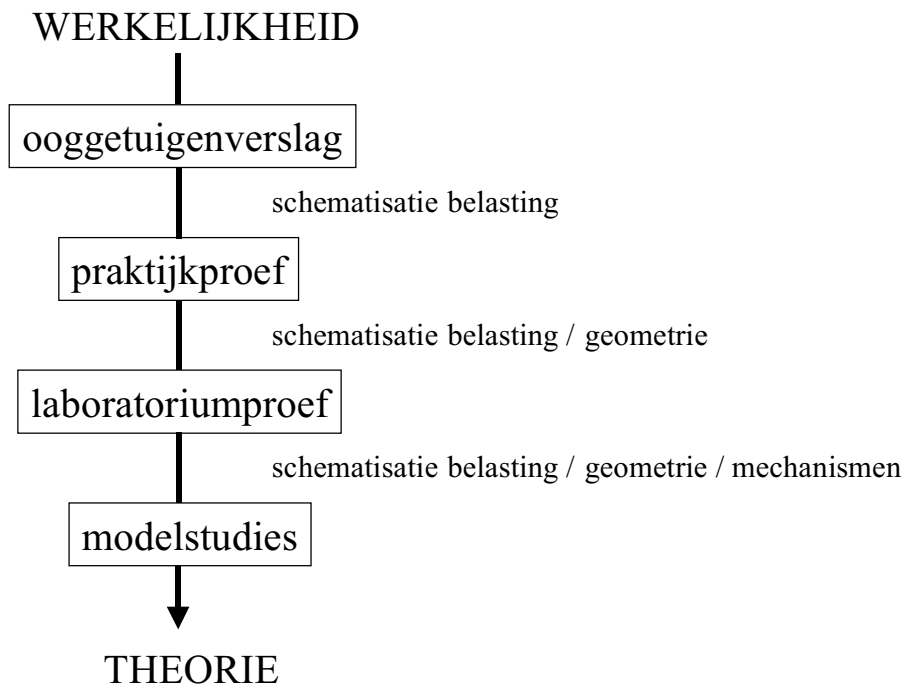
Praktijk en laboratoriumproeven geven een geschematiseerde versie van de werkelijkheid weer. Bij praktijkproeven wordt de belasting en omstandigheden zo gekozen dat het verwachte proces ook daadwerkelijk optreedt. Zo laat men bij de in hoofdstuk 3 beschreven overslagproef bij Wissekerke een continue hoeveelheid water vanaf de kruin over een van te voren besproeid binnentalud lopen. Mogelijke effecten door bijvoorbeeld extra overslagdebiet door golven worden niet meegenomen. Dit betekent dat het verwachte proces meestal uitgebreid wordt omschreven maar dat in werkelijkheid ook andere factoren een rol kunnen spelen. Bovendien wordt bij een proef slechts één mechanisme beproefd. Zover bekend zijn nog niet eerder proeven uitgevoerd waarin het gehele faaltraject van de waterkering is beschreven.

Daarnaast vindt bij laboratoriumproeven niet alleen een schematisatie van de belasting plaats maar wordt ook de ondergrond en geometrie geschematiseerd. Processen in de tijd, die mede de sterkte van de dijk bepalen, worden verwaarloosd of gesimuleerd.

Modelstudies

Naast praktijk en laboratorium studies zijn er vele modelstudies en numerieke simulaties uitgevoerd. Deze studies staan in vergelijking met het bovenstaande het verst van de werkelijkheid af. Naast de belasting, geometrie en ondergrond worden ook de optredende mechanismen geschematiseerd. Van alle kanten worden aannamen gedaan over het bezwijkproces van een dijk. De meeste richtlijnen en leidraden zijn gebaseerd op modelstudies.

In deze studie wordt het meeste waarde gehecht aan de ooggetuigenverslagen en praktijk- en laboratoriumproeven. Met een schuin oog wordt ook naar theoretische modellen gekeken.



Uit de fenomeenbeschrijvingen van faaltrajecten worden gebeurtenissenbomen opgesteld. Tevens wordt een overzicht van beschikbare modellen per mechanisme gegeven. Op basis van de praktijkvoorbeelden en modellen worden overgangskansen geschat.

In de gebeurtenissenbomen is onderscheid gemaakt tussen het primair mechanisme en de mechanismen die de reststerkte bepalen. De grens tussen het primair - en vervolgmecanismen is gebaseerd op aannamen die in PC-Ring zijn gemaakt. Uitzonderingen zijn microstabiliteit en zettingsvloeiing die niet in PC-Ring zijn opgenomen.

Vervolgmecanismen worden beschouwd tot aan bresgroei waarbij bresgroei wordt gedefinieerd als het proces van erosie van de dijk, beginnend met een initiële kruinverlaging, waarbij een stroomgat wordt gevormd. Gezien de discussies met betrekking tot het begin van bresgroei zijn in de gebeurtenissenbomen na het optreden van kruinverlaging nog de mechanismen overslag en erosie restprofiel meegenomen. Hoewel dit in de gehanteerde definities bresgroeimechanismen zijn, is, omdat zij noodzakelijk zijn voor een overstroming en dus procesmatig bijdragen aan de reststerkte, toch nog enige reststerkte aan de mechanismen gegeven.

Op de takken van de vervolgmecanismen staan in de gebeurtenissenbomen letters. Deze letters staan voor het mechanisme dat bepaalt of een situatie wel of niet zal optreden. In een bijbehorende tabel zijn van deze mechanismen de beschikbare modellen, praktijkvoorbeelden en overgangskansen gegeven. De schatting van de overgangskansen blijft voor een groot deel gebaseerd op engineering judgement en is van belang om het belang van het betreffende mechanisme voor de totale reststerkte binnen het faaltraject te identificeren.

Voor de bepaling van de bijdragen van de verschillende mechanisme aan de totale reststerkte na primair bezwijken zijn enkele opmerkingen van belang:

- Hoe kleiner de overgangskans, hoe groter de bijdrage aan de reststerkte. Een overgangskans van 1 betekent dat het mechanisme altijd optreedt en dus geen enkele bijdrage aan de reststerkte levert. Een overgangskans van 0 betekent dat het bezwijkmechanisme stopt.
- De betrouwbaarheid van de overgangskans (aangegeven in de laatste kolom van de tabellen met +, - of o) zegt niets over de spreiding van de overgangskans maar iets over de manier waarop deze kans is bepaald; het geeft een indicatie van de kwaliteit van de geschatte overgangskans.
- De verwachte spreiding wordt voor een groot deel bepaald door de invloed van geometrie, ondergrond en bekleding op de sterkte van een dijk. In mindere mate speelt ook de onzekerheid over het optreden van een (deel) mechanisme een rol bij de spreiding. De spreiding is aangegeven door een range aan te geven waarbinnen de overgangskans waarschijnlijk ligt.
- Voor bijna alle deelmechanismen is de duur van hoogwater van groot belang voor de reststerkte faalkans. Een lange belastingduur geeft vanzelfsprekend hoge overgangskansen. Bij de bepaling van overgangskansen is uitgegaan van een hoogwaterduur zoals deze volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid kan worden verwacht.

Naast een gebeurtenissenboom en overzichtstabel wordt voor elk faaltraject ingegaan op de belangrijkste mechanismen. De bijdrage van de verschillende overgangskansen aan de totale reststerkte faalkans wordt gegeven. Deze bijdrage is veelal in grafieken weergegeven. Op de x-as is daarbij de overgangskans van het betreffende mechanisme gegeven. Op de y as staat de reststerktefaalkans. Twee lijnen geven de boven- respectievelijk ondergrens aan. Uit de grafiek kan de verwachting worden afgelezen tussen welke twee waarden de reststerktefaalkans zal liggen bij een bepaalde overgangskans van het betreffende mechanisme. Onderzoek naar een mechanisme of de omstandigheden waaronder het mechanisme optreedt, is aan te bevelen als blijkt dat de overgangskans een grote invloed heeft op de reststerktefaalkans en de bovengrens bij afnemende overgangskans afneemt tot klein ($<0,1$). In de grafieken zijn deze omstandigheden te herkennen aan de bovenste lijn die afloopt tot een waarde (reststerktefaalkans) lager dan 0,1.

2 Dijktypen, ondergrond, bekleding en belasting

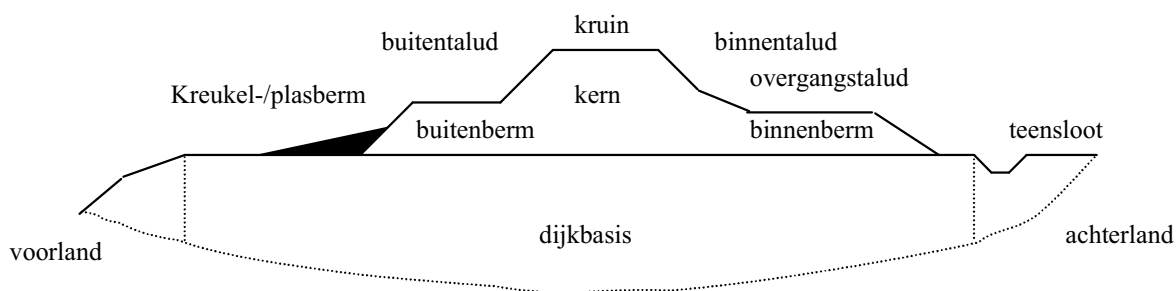
Bijna geen dijk is hetzelfde. Door het verschil in belasting, bodemopbouw en grondeigenschappen is elke dijk anders ontworpen. Ook maatschappelijke processen hebben invloed op het huidige dwarsprofiel van de dijk. Of een primair mechanisme optreedt, op welke wijze en hoe snel, vervolgens de dijk doorbreekt hangt van een heleboel factoren af. In dit hoofdstuk wordt daarom geprobeerd de belangrijkste factoren kort op een rijtje te zetten en de relatie tot het optreden van primaire faalmechanisme globaal aan te geven. In de eerste drie paragrafen worden daartoe de elementen die van invloed zijn op het waterkerend vermogen (sterkte) van de dijk beschreven. Daarna wordt ingegaan op de belasting op een waterkering. Paragraaf 2.5 betreft een geschematiseerd overzicht van archetypen van dijken in Nederland. Daarbij wordt aangegeven welke primaire mechanismen in welk gebied van belang zijn. Een uitgebreide beschouwing over dijktypen in Nederland wordt in bijlage 1 gegeven. In de laatste paragraaf wordt kwalitatief ingegaan op de relatie tussen dijktypen en reststerkte onder verschillende omstandigheden. Deze paragraaf loopt daarmee vooruit op de beschouwingen die volgen in de hoofdstukken 3 tot 9.

2.1 Geometrie

De geometrie van een dijk is belangrijk voor het optreden van een primair mechanisme. In Figuur 2.1 zijn de elementen van de geometrie in een dwarsprofiel getekend. De functie van een element is afhankelijk van de belasting en ondergrond. Bij een rivierdijk zijn voornamelijk de binnenwaartse elementen van belang die betrekking hebben op piping, overloop, micro- en binnenwaartse macrostabiliteit. Bij zee- en meerdijken zijn ook de buitenwaartse elementen die betrekking hebben op golfaanval belangrijk. Hieronder wordt kort op verschillende elementen van de geometrie van een dwarsprofiel ingegaan. In Tabel 2.2 is een overzicht gegeven van de elementen die bij de verschillende primaire mechanismen een rol spelen.

- *Kruinhoogte en – breedte.* De kruinhoogte is van direct belang voor de waterkerende hoogte. Bij een hoge kruin stroomt minder snel water over de dijk dan bij een lage kruin. Dit is met name van belang voor de mate van overslag en infiltratie in de dijk. Daarnaast is de kruinhoogte en in mindere mate de kruinbreedte van invloed op de macrostabiliteit. De breedte van de dijk is van belang voor de snelheid van falen na het optreden van een primair bezwijkmechanisme.
- *Binnen- en buitentalud.* De helling van een talud is vaak ontworpen afhankelijk van het gebruikte materiaal, optredende faalmechanismen en beschikbare ruimte voor de dijk. Klei kan steiler worden opgezet dan zand. Voor het falen van dijken geldt in het algemeen dat bij een steiler talud primaire bezwijkmechanismen sneller optreden dan bij een flauwer talud. Door de kortere weg die het water door de dijk moet afleggen treedt microstabiliteit eerder op. Daarnaast is de taludhelling van belang voor de macrostabiliteit van de dijk en indirect op de kwelweglengte van piping. Tenslotte heeft het buitentalud invloed op de golfoploop dat van belang is voor het bezwijkmechanisme door overslag.
- *Binnen- en buitenberm.* Als versterkingsmaatregel worden vaak bermen aangelegd. Bermen komen zowel aan de binnenzijde als de buitenzijde voor. Door de aanleg van een binnenberm wordt onder andere de kwelweglengte bij piping langer en wordt de binnenwaartse macrostabiliteit groter. Een buitenberm kan de golfoploop en daardoor overslag verminderen. Daarnaast heeft het directe invloed op de buitenwaartse macrostabiliteit.

- *Kreukel- en plasberm.* Bij meer- en zeedijken worden kreukelbermen en in het rivierengebied plasbermen toegepast als bescherming van de teenconstructie tegen golfaanval. Zowel plas- als kreukelbermen hebben een gunstige invloed op de buitenwaartse macrostabiliteit.
- *Teensloten.* Door de aanwezigheid van sloten aan de teen van de dijk wordt de kans op macroinstabiliteit of piping groter. Daarnaast kan een sloot drainerend werken en een gunstig effect hebben op de waterspanningen achter en in de dijk.
- *De dijk kern.* De grondeigenschappen volumegewicht, wrijvingshoek en cohesie van het kernmateriaal zijn direct van invloed op de macrostabiliteit. Andere eigenschappen, zoals doorlatendheid, zijn door de invloed op de waterspanningen indirect van invloed op het falen van een dijk door macro-, microinstabiliteit of overslag. Het kernmateriaal is natuurlijk ook van invloed op bresgroei en mechanismen die optreden na primair bezwijken. Het materiaal van de dijk kern is zo belangrijk dat vaak een onderscheid wordt gemaakt tussen zand- en kleidijken. Hierop wordt in paragraaf 2.5 verder ingegaan.
- *Overgangstalud.* De aanwezigheid van een overgangstalud is van invloed op het voorkomen van micro- en binnenwaartse macroinstabiliteit.



Figuur 2.1 Elementen geometrie

	overslag	macrostabiliteit		micro-stabiliteit	piping	zettings vloeiing	erosie buitentalud
		buiten	binnen				
kruin	+	+	+	0	0	0	0
binnenberm	+	0	+	+	+	0	0
buitenberm	+	+	0	0	+	+	+
kreupel- of plasbermberm	0	+	0	0	0	0	0
binnentalud	+	0	+	+	+	0	0
buitentalud	+	+	0	0	+	+	+
overgangstalud	+	0	+	+	+	0	0
teensloot	0	0	+	0	+	0	0
kernmateriaal	+	+	+	+	0	0	0

Tabel 2.1: Relatie tussen primaire mechanismen en geometrie elementen uit het dwarsprofiel van een dijk (Een + geeft aan dat er een relatie bestaat. Een 0 betekent geen relatie.)

Opgemerkt wordt dat een dijk niet tweedimensionaal is. Over de lengte van de dijk varieert de ondergrond en de belasting waardoor ook de geometrie van de dijk niet overal hetzelfde is.

2.2 Ondergrond

Ook de ondergrond speelt een belangrijke rol bij het optreden van een primair bezwijkmechanisme. In Nederland bestaat de ondergrond uit zandafzettingen al of niet afgedekt met slappe klei- en veenafzettingen. Rots ondergronden komen bij dijken niet voor.

Globaal is de geologische kaart van Nederland het volgende. In het westen en noordwesten worden holocene lagen van aanmerkelijke dikte aangetroffen. In het midden, oosten en zuiden liggen de pleistocene afzettingen dicht onder het aardoppervlak. Zeer lokaal komen daar oudere formaties op geringe diepte voor. In het zuidwesten, langs de Noordzeekust, bestaat de ondergrond uit zandige afzettingen. Dit betekent dat de dijken in het benedenrivierengebied voornamelijk op een dikke laag slappe klei en veenlagen rusten terwijl in het bovenrivierengebied zandlagen dichter aan het oppervlak voorkomen. Zeedijken komen voor met een ondergrond van klei als van zand. De ondergrond is van invloed op het ontwerp van een dijk en het optreden van primaire mechanismen.

De ondergrond van een dijkprofiel is verdeeld in vooroever/voorland, dijkbasis en achterland (zie Figuur 2.1). De belangrijkste eigenschappen van deze elementen in relatie tot de verschillende mechanismen zijn hieronder kort beschreven.

- *Vooroever / voorland.* De aanwezigheid van voorland is van directe invloed op de golfhoogte en dus op de golfbelasting op het buitentalud en golfoverslag over de dijk. Daarnaast geldt dat hoe verder de dijk van de watergang afligt hoe minder de stijghoogte in het pleistocene zand of tussenzandlaagjes onder de dijk reageert op de buitenwaterstand. Dit is van belang bij het optreden van piping en indirect, door veranderen van de waterspanningen, op macrostabiliteit. Tenslotte is de weerstand tegen zettingsvloeiing afhankelijk van de afstand van de dijk tot de watergang en de aanwezigheid van dikkere zettingsvloeiing gevoelige zandlagen in het voorland.
- *Dijkbasis.* De dikte van het slappe lagen pakket en eventuele tussenzandlagen in de dijkbasis zijn niet alleen van invloed op piping maar beïnvloeden ook de waterspanningen in en rondom de dijk. Dit laatste is van belang voor macroinstabiliteit.
- *Achterland.* De laagopbouw van het achterland is van direct belang voor het opbarsten van de toplaag, het optreden van piping en voor binnenwaartse macroinstabiliteit.

Daarnaast wordt ook bresgroei na een dijkdoorbraak bepaald door de ondergrond.

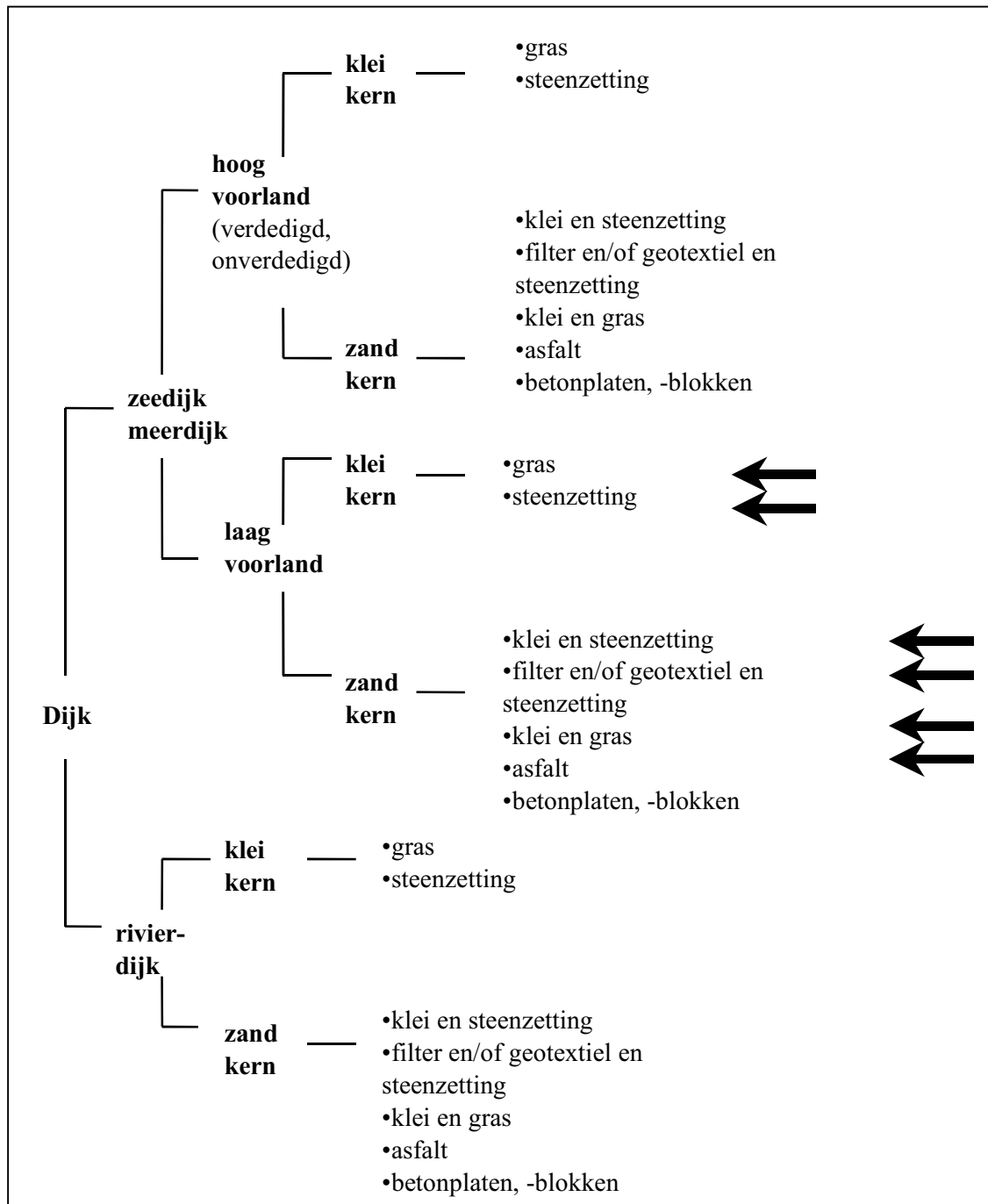
In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de invloed van de verschillende elementen van de ondergrond in relatie tot het optreden van een primair bezwijkmechanisme.

	overslag	macrostabiliteit		micro-stabiliteit	piping	zettingsvloeiing	erosie buitentalud
		buiten	binnen				
voorland	+	+	0	0	+	+	+
dijkbasis	0	+ ¹	+ ¹	0	+	0	0
achterland	0	0	+	0	+	0	0
opmerkingen:							
¹ Indirect door veranderen waterspanning							

Tabel 2.2: Relatie tussen primaire bezwijkmechanismen en elementen van de ondergrond (Een + geeft aan dat er een relatie bestaat; 0 duidt op geen of een zwakke relatie.)

2.3 Bekleding

Vanuit het oogpunt van de beschouwing van de reststerkte van bekledingen lijkt het zinvol een indeling als weergegeven in Figuur 2.2 als uitgangspunt te nemen. De reststerkte van een bekleding wordt immers niet slechts bepaald door de opbouw van de bekleding zelf, maar tevens door de samenstelling van het onderliggende materiaal (de kern) en de belasting en geometrie van de dijk (zeedijk of rivierdijk).



Figuur 2.2: Constructie typen bekleding

Figuur 2.2 toont de meest voorkomende combinaties van:

- type bekleding (steenzetting, gras, asfalt, betonplaten, alle met verschillende in de praktijk vaak toegepaste filterlagen).
- samenstelling van de kern (zandkern of kleikern)
- geometrie en belasting (zeedijk of rivierdijk)

Voor zeedijken is nog onderscheid gemaakt tussen de situatie met een hoog voorland en de situatie met een laag voorland.

Uiteraard zijn vele varianten mogelijk, maar deze indeling lijkt voldoende houvast te bieden voor het systematisch doorlopen van de verschillende constructietypen.

Type bekleding

In de praktijk frequent voorkomende typen bekleding zijn:

- steenzetting op filter en/of geotextiel
- steenzetting op klei
- grasbekleding op klei
- asfaltbekleding op zand
- betonplaten

Deze selectie is gebaseerd op ervaring en wordt bevestigd door het overzicht van relevante bekledingstypen zoals gepresenteerd in de schadecatalogus voor dijkbekledingen. De steenzettingen op een filterlaag zijn in het verleden in heel Nederland vooral onder de hoogwaterlijn op zeedijken toegepast. Sinds de renovatie van de steenzettingen wordt dit type ook veel toegepast boven de hoogwaterlijn. De meeste kilometers dijk met steenzetting zijn te vinden in Zeeland.

Steenzettingen direct op klei, zonder toepassing van een granulair filter of geotextiel, worden nu tijdens de renovatie bijna allemaal vervangen en zijn daarom minder relevant in dit onderzoek.

In het noorden van het land zijn veel bekledingen van asfalt op zand te vinden, waarbij ten behoeve van het voorkomen van statische overdruk er een steenzetting is toegepast in de tijzone.

Vrijwel alle dijken in Nederland zijn boven het maatgevend hoog water bekleed met gras op klei.

Daarnaast zijn de meeste rivierdijken geheel en al bekleed met gras op klei.

Betonnen platen op dijken zijn in Nederland vrijwel nooit toegepast en zijn dus in de huidige studie minder van belang.

Karakteristieke doorsneden zijn gepresenteerd in Figuur 2.7 voor steenzettingen en in Figuur 2.8 voor een grasbekleding en een asfaltbekleding. Deze figuren zijn in bijlage 2 gegeven.

Samenstelling kern

Nadat een zodanig gat in de bekleding is geslagen dat de kern wordt blootgesteld aan golfaanval of stroming, gaat de samenstelling van de kern een rol spelen in het verdere verloop van het bezwijkproces van de bekleding (ondergraving) en het dijklichaam. In het algemeen kan worden verwacht dat klei meer weerstand biedt tegen erosie dan zand.

Zeedijk of rivierdijk

Het onderscheid tussen zeedijken en rivierdijken is zinvol vanwege de volgende relevante verschillen (naast type bekleding en materiaal kern):

- In het algemeen hebben zeedijken en rivierdijken verschillende doorsneden. Op de verschillende geometrie van zee- en rivierdijken wordt in paragraaf 2.5 ingegaan. Voor de situatie met een hoog voorland kan er al dan niet sprake zijn van een bestorting (vooroeververdediging) aan de teen van de dijk.

- De belasting van zeedijken en rivierdijken is in het algemeen verschillend. De golfaanval op zeedijken is aanzienlijk hoger dan die op rivierdijken. De duur van hoogwatercondities zal in het algemeen kleiner zijn voor zeedijken dan voor rivierdijken. Op de belasting zal in paragraaf 2.4 in meer detail worden ingegaan.

In of tegen de dijk kunnen zich bijzondere elementen bevinden, zoals een weg op de kruin of op de berm, huizen, opritten, kunstwerken, etc. In de onderhavige studie wordt de invloed van een (onderhouds-) weg op de berm alleen meegenomen bij de beschouwing van reststerkte na bezwijken van de bekleding. Het effect van andere bijzondere elementen wordt, zoals in hoofdstuk 1 vermeld, buiten beschouwing gelaten.

2.4 Belasting

In deze paragraaf worden de aspecten met betrekking tot belastingen besproken die relevant zijn voor het beschrijven van reststerkte. Naast de mate van belasting (H_s , T_p , v , h) is voor reststerkte beoordeling met name de belastingduur van belang. Bij het bepalen van de reststerkte zal uiteindelijk de duur voor het ontwikkelen van bepaalde primaire mechanismen worden vergeleken met de belastingduur. Opgemerkt dient te worden dat in deze studie niet in alle gevallen de belastingduur expliciet gemaakt zal worden.

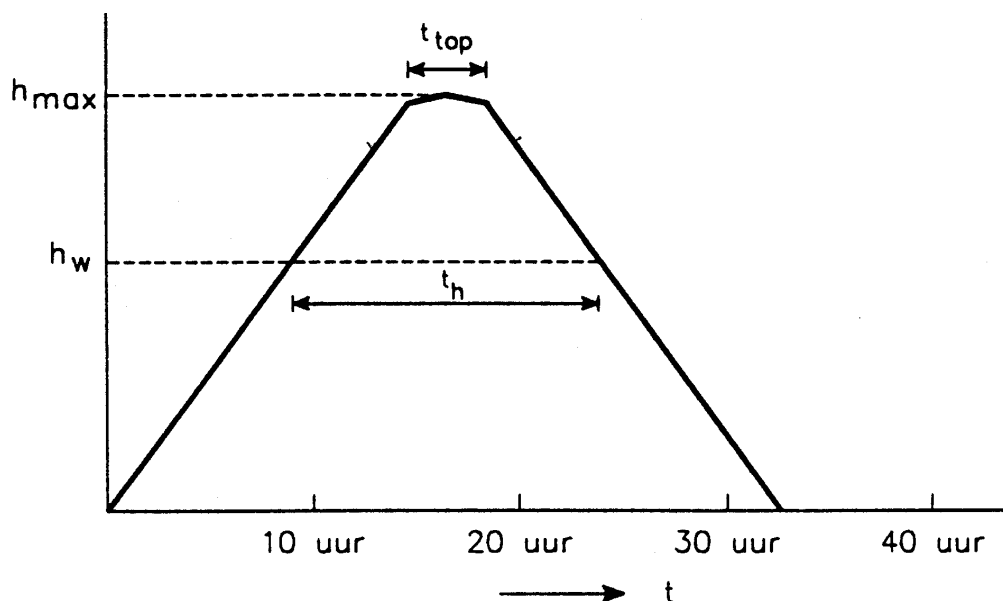
Zeedijken

Bij zeedijken wordt tijdens stormcondities de waterstand in het algemeen bepaald door de getijbeweging en de stormopzet. Hierbij is het verticale getij een periodieke, goed te voorspellen waterstandsbeweging, en is het horizontale getij een stroming die wat moeilijker te voorspellen is. De getij-amplitude varieert van springtij tot doottij.

Bovenop het getij moet nog de invloed van de storm opgeteld worden: de stormopzet. Het verloop in de tijd van de opzet kan van storm tot storm sterk verschillen. Een korte storm met een opzet gedurende enkele uren zal slechts één hoog water beïnvloeden en dus één kortdurende extreme piek in de waterstand tot gevolg hebben. Een storm van enkele dagen zal meerdere pieken veroorzaken, die echter niet allemaal even hoog hoeven te zijn. Tijdens de stormvloed van 1953 was er bijvoorbeeld sprake van een merkbare stormopzet gedurende ongeveer 51 uur, maar was er slechts gedurende één hoog water (6 uur) een waterstand boven NAP+3,0 m gemeten. Tijdens de krokusstorm van 1990 waren maar liefst vier op een volgende hoogwaterpieken extreem hoog.

Een voorbeeld van een geschematiseerd verloop van de stormopzet is gegeven in onderstaande figuur. Op grond van een analyse van de vijftig hoogste stormopzetten van de afgelopen eeuw kan geconcludeerd worden dat er geen relatie is tussen de duur van de opzet en de hoogte van de opzet. De duur varieerde tussen 15 uur en 73 uur.

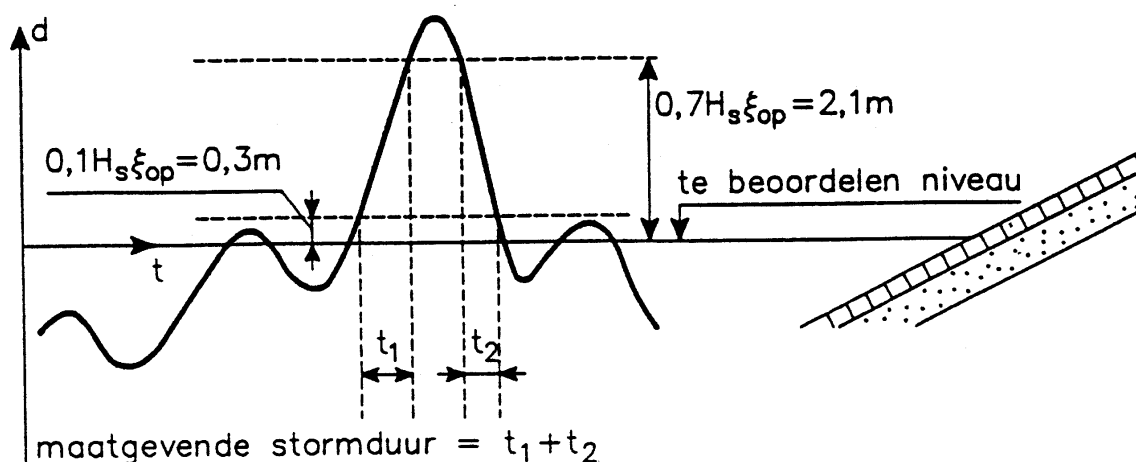
Het waterstandsverloop is bepalend voor de belastingduur voor elk deel van het dijktaalud. Deze belastingduur is een belangrijke parameter: als de reststerkte groter is dan de belastingduur, dan faalt de dijk niet. Door de variërende waterstand kan een dijk gedurende een storm meerdere malen belast worden. In [TAW, 1999] is een richtlijn gepresenteerd voor het bepalen van de maatgevende belastingduur bij een sterk variërende waterstand.



Figuur 2.3: Voorbeeld van een geschematiseerd verloop van de stormopzet

Het verloop van de waterstand is voor steenzettingen en voor gras doorgaans geen noemenswaardige belasting. De waterstandsvariaties kunnen bij een asfalt bekleding wel initiële schade aan de bekleding veroorzaken, namelijk bij een sterk dalende waterstand en tegelijk een erg hoge freatische lijn in de dijk.

Bij zeedijken kan tijdens stormcondities de golfaanval aanzienlijk zijn. Initiële schade zal in veel gevallen het gevolg zijn van deze golfaanval. Bij het bezwijken van bekledingen grijpt die doorgaans onder de waterlijn aan (ongeveer tussen de waterlijn en ongeveer één golfhoogte eronder). Bij een variërende waterstand als gevolg van getij en stormopzet kan dit betekenen dat een niveau op de dijk gedurende een aantal korte perioden belast wordt. Dit is in onderstaande figuur verduidelijkt.



Figuur 2.4: Schematische weergave van de belastingduur op een specifiek niveau op de dijk

Rivierdijken

Bij rivierdijken treedt in het algemeen een langdurig hoogwater op met een slechts weinig variërende waterstand. De hele hoogwatergolf kan ongeveer twee weken duren.

In het benedenrivierengebied wordt de waterstand deels bepaald door de rivierafvoer en deels bepaald door de waterstand op zee, waardoor de invloed van het getij enigszins merkbaar is en bovendien er een kort durende waterstandsverhoging door een storm kan optreden.

De kans dat de hoogwatergolf op de rivier samenvalt met een zware storm die grote windgolven veroorzaakt, is niet zo groot. Bovendien wordt bij zeer hoge waterstand de scheepvaart op de rivieren stilgelegd. Bij rivierdijken zal de golfaanval in de meeste gevallen kleiner zijn dan bij zeedijken.

2.5 Dijk(arche)typen

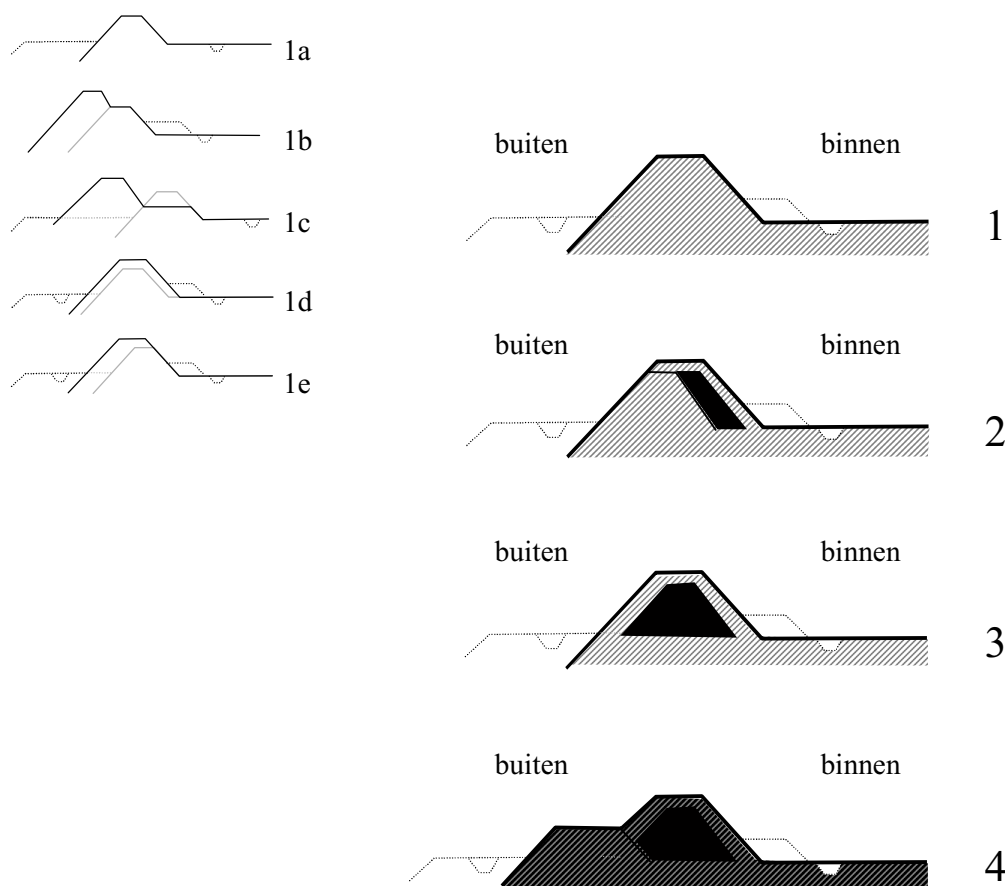
Om een indruk te krijgen van de aanwezigheid van de verschillende dijktypen, de relevante elementen van een dijk, de belangrijkste belastingen en dus de belangrijkste primaire en daarop volgende mechanismen in Nederland, is in deze paragraaf geprobeerd een overzicht van archetypen van dijken in Nederland te geven. Als de karakteristieke geometrie van dijken bekend is, kan een indruk worden verkregen van de reststerkte van dijken na primair bezwijken. Hierop wordt in de volgende paragraaf en hoofdstukken verder ingegaan. Deze paragraaf is een samenvatting van een globale inventarisatie van dijktypen in Nederland. De globale inventarisatie van dijktypen in Nederland is in bijlage 1 gegeven.

Een archetype kan worden omschreven als een oervorm. Het archetype van een rivierdijk in Nederland is een kleidijk met gras bekleed. Dit profiel is weergegeven in Figuur 2.5 als profiel 1a.

In de loop der tijd is door allerlei dijkversterkingen de geometrie verandert. Voor het definiëren van reststerkte van een dijk kan niet meer worden volstaan met bovenstaand archetype. Uit bijlage 1 blijkt dat bijna alle mogelijk denkbare dijkprofielen in Nederland zijn te vinden. De meeste van deze profielen kunnen worden samengevat in een aantal karakteristieke dijkprofielen. Deze staan weergegeven in onderstaande Figuur 2.5.

Profiel 1 betreft een kleidijk met een eventuele berm. Zonder berm komt dit profiel overeen met het archetype dijk. Het kan echter ook een naar buiten (1e) of symmetrisch (1d) verzwaarde dijk zijn. Voor de reststerkte wordt hiertussen geen onderscheid gemaakt. Met berm kan dit profiel een paralleldijk (1b), een buitendijkse verzwarende dijk waarbij de oude dijk is afgegraven (1c), een oorspronkelijke dijk - of een dijk met blokverzwaring die binnendijks is verzwaard - met een berm zijn. In de eerste twee gevallen bestaat de berm geheel uit klei. In de laatste twee gevallen kan de berm zowel uit klei als uit zand afgedekt met een kleilaag bestaan.

Profiel 2 betreft een naar binnen verzwaarde dijk waarbij voor de dijkversterking gebruik is gemaakt van zand. Bij profiel 4 wordt fungeert de oude kleidijk als buitenberm en is aan de binnenzijde een geheel nieuwe zanddijk aangelegd.



Figuur 2.5: Geschematiseerde karakteristieke dwarsprofielen van dijken in Nederland

Profiel 3 is een zanddijk. Dit is bijvoorbeeld een dijk ter plaatse van een hersteld stroomgat (1953) of een verlegde dijk.

Alle profielen komen zowel met als zonder voorland voor. Het niveau van het voorland varieert van iets hoger dan gemiddeld hoog water tot kruinhoogte. Combinaties van binnen- en buitensloot, binnen en buiten bermen komen allemaal voor. Daarnaast zijn elementen als wegen, bebouwing of bomen op of in de directe omgeving van de dijk aanwezig. Over de ondergrond is in paragraaf 2.2 al enige opmerkingen gemaakt.

Een overzicht van het voorkomen van de verschillende profielen is niet bekend. Enkele algemene opmerkingen over de profielen in relatie tot boven- en benedenrivieren, zee en meerdijken kunnen wel worden gemaakt. Voor uitgebreidere informatie wordt verwezen naar bijlage 1. Op belastingen op de profielen is in paragraaf 2.4 ingegaan.

Zeefdijken zijn voornamelijk zanddijken (profiel 3) met vaak een oude kleikern (profiel 2 en 4). Het buitentalud is flauw en met steen en/of asfalt bekleed. Vaak is een buitendijkse berm aanwezig waarover een onderhoudstrook loopt. De kruin is relatief smal, circa 3 m. Aan de binnenzijde is het talud steiler (circa 1:3). Soms ligt binnendijks een berm en/of een weg. Hiernaast ligt een teensloot. Zeefdijken komen zowel met als zonder voorland voor. De ondergrond varieert van wadafzettingen tot

Holocene klei en veenpakketten. De belangrijkste bezwijkmechanismen zijn overslag en beschadiging buitenbekleding.

Oude meerdijken zijn meestal van klei (profiel 1). Nieuwere polderdijken zijn zanddijken (profiel 3). De helling van het buitentalud varieert. In Noord Holland zijn de taludhellingen steiler dan in Friesland. Indien geen weg op de kruin aanwezig is, is de kruin smal (circa 3 m). Bij aanwezigheid van een weg is de kruin breder. Aan de binnenzijde komen bermen met teensloten voor. Op de berm loopt in Friesland een weg. Ook meerdijken komen zowel met voorland in Noord Holland als zonder voorland in Friesland en Flevoland voor. De ondergrond bestaat zowel uit zand- als klei- en veenafzettingen. Overslag, beschadiging buitenbekleding en in mindere mate binnenwaartse macrostabiliteit zijn de voornaamste primaire bezwijkmechanismen

In het rivierengebied komen voornamelijk de eerste drie beschreven profielen voor. Nieuwe dijken, van na 1953 zijn vaak zanddijken. Verder wordt bij binnendijkse dijkverzwaringen waar mogelijk gebruik gemaakt van zand (profiel 2). Buitendijkse verzwaringen zijn in het algemeen in klei uitgevoerd (profiel 1b-1e).

In het benedenrivierengebied van Nederland liggen de dijken op dikke Holocene klei en veenpakketten. De belangrijkste primaire mechanismen zijn hier binnenwaartse macrostabiliteit, opdrijven en overloop. In het oosten zijn de slappe lagen pakketten dunner en komen zandlagen dicht onder het oppervlak voor. Piping, macro-, microinstabiliteit en overloop zijn de belangrijkste bezwijkmechanismen.

Door alle mogelijke combinaties in geometrie, belasting en ondergrond is het niet zinvol om van een reststerkte van een karakteristiek dijkenprofiel uit te gaan. Te meer omdat de reststerkte van een dijk per mechanisme kan variëren. Voor de reststerkte bij piping is de taludhelling en bekleding bijvoorbeeld niet van direct belang. In het verloop van het project zal daarom per mechanisme worden bekeken welke elementen van de dijk van belang zijn voor de reststerkte. In dit rapport wordt een indicatieve faalkans gegeven. Door een indicatieve spreiding van de faalkans wordt de mogelijke invloed van de verschillende dijkelementen aangegeven. Een kleine respectievelijk grote spreiding geeft aan dat het bezwijken weinig respectievelijk sterk afhangt van de elementen van de waterkering. In een later stadium kunnen eventueel de overgangskansen afhankelijk worden gemaakt van de elementen van de waterkering.

2.6 Kwalitatieve beschouwing van de reststerkte per dijktype

In deze paragraaf wordt in tabellen voor verschillende situaties en omstandigheden per dijktype een kwalitatieve indruk gegeven van de reststerkte. Deze indruk is gebaseerd op de resultaten van de beschouwingen over reststerkte die in de hiernavolgende hoofdstukken worden gegeven.

Onderscheid wordt gemaakt tussen vier omstandigheden:

- Bij hoog water op de rivier en een hoge freatische lijn in de dijk. Er treedt geen overslag op.
- Bij overslag of overloop en een hoge freatische lijn in de dijk.
- Bij een val van hoogwater en een daling van de freatische lijn in de dijk.
- Vlak voor een tweede hoogwatergolf.

De situaties die worden onderscheiden zijn:

- Een dijk waar een afschuiving aan de binnenzijde heeft plaatsgevonden. Dit kan veroorzaakt zijn door overslag, microinstabiliteit of een binnenwaartse macroinstabiliteit.
- Een dijk waar een afschuiving aan de buitenzijde heeft plaatsgevonden. Dit kan alleen veroorzaakt zijn door een buitenwaartse macroinstabiliteit.
- Een dijk waar het achterland is opgebarsten. Dit kan een inleidend mechanisme voor piping zijn.
- Een dijk waarvoor een zettingsvloeiing is opgetreden.
- Een dijk waar schade aan het binnentalud erosie ten gevolge van overslag is opgetreden.
- Een dijk waar schade aan het buitentalud (door erosie) is opgetreden.

Er is geen rekening gehouden met de duur van de hoogwatergolf.

Een kwalitatieve indruk van de reststerkte is in de volgende in tabellen weergegeven. In de kop staat de uitgangssituatie. In de eerste kolom is het type dijk aangegeven. De dijktypen verwijzen naar de beschrijvingen van archetypen in voorgaande paragraaf 2.5. De overige velden zijn gevuld met plussen en minnen. De reststerkte is kleiner naarmate de plussen toenemen. Een min geeft een hogere reststerkte aan.

2.6.1 Hoge freatische lijn in de dijk, geen overslag

In onderstaande tabel is een indruk gegeven van de reststerkte bij een hoge freatische lijn in de dijk. Daarbij is aangenomen dat de freatische lijn zijn hoogste punt heeft bereikt en niet meer stijgt. Voor deze situatie is in het algemeen na het optreden van een primair bezwijkmechanisme nog een hoge reststerkte aanwezig.

	afschuiving		opbarsten achterland	zettings vloeiing	microinstabiliteit	erosie	
	binnen	buiten				binnen	buiten
dwarsprofiel 1	++				n.v.t.		++
dwarsprofiel 2	++				+++		+
dwarsprofiel 3	+/-	n.v.t.	+++	n.v.t.	++	n.v.t.	--
dwarsprofiel 4	+/-				++		-0

Tabel 2.3: Indicatie reststerkte bij hoge freatische lijn in de dijk (hoog water)

Indien bij hoog water zonder overslag een afschuiving aan de binnenzijde van de dijk optreedt waarbij de kruin niet wordt verlaagd heeft de dijk nog een aanzienlijke reststerkte. Een nieuwe evenwichtssituatie is ontstaan, doordat de freatische lijn niet verder stijgt, zal een vervolg afschuiving niet snel optreden. Alleen kleine afschuivingen boven in het glijvlak kunnen optreden.

Als een afschuiving optreedt waarbij de kruin wordt verlaagd zodanig dat overslag optreedt heeft de dijk vanzelfsprekend een hogere reststerktefaalkans. Vooral bij dijktype 3 en 4 zal snel erosie van de kern kunnen optreden.

Tijdens hoog water treedt geen buitenwaartse instabiliteit op.

Vervolgmechanismen na opbarsten hangen sterk af van de buitenwaterstand. Alleen een lange duur van de hoogwatergolf kan nog leiden tot piping. Verder is de afstand tussen het intredepunt en de plaats waar de ondergrond opbarst van belang voor het optreden van vervolgmechanismen. Dit is

onafhankelijk van het dijkttype. Vervolgmechanismen zijn onafhankelijk van de freatische lijn in de dijk.

Een zettingsvloeiing treedt meestal op bij laag water en is onafhankelijk van een hoge freatische lijn in de dijk.

Microinstabiliteit is een sterk tijdsafhankelijk proces en treedt alleen bij zanddijken op. Afhankelijk van de doorlatendheid en geometrie en vooral de duur van de hoogwatergolf kan microinstabiliteit tot een dijkdoorbraak leiden. Hoe groter de doorlatendheid van de kern en hoe smaller de dijk hoe kleiner de reststerkte.

Erosie van het binnentalud kan niet optreden doordat geen water over de dijk heen komt.

Als erosie van buitentalud is opgetreden kan de kern worden aangetast. De snelheid waarmee dat gebeurt is afhankelijk van de golfaanval, de duur van het hoogwater en het kernmateriaal. De reststerkte bij rivierdijken na een initiële beschadiging van het buitentalud is groter dan die van een zee of meerdijk. Bij deze laatste dijken (dijkttype 3 en 4) is de belasting groter terwijl het kernmateriaal niet beter bestand is tegen deze belasting.

2.6.2 Hoge freatische lijn in de dijk, overslag

Bij een hoge freatische lijn in de dijk waarbij bovendien overslag optreedt is de reststerktefaalkans vanzelfsprekend groter dan bij enkel een belasting door een hoge freatische lijn. In onderstaande tabel is een kwalitatieve indruk gegeven van de reststerkte faalkans.

	afschuiving		welvorming	zettings vloeiing	microinstabi liteit	erosie	
	binnen	buiten				binnen	buiten
dwarsprofiel 1	+				n.v.t.	++	++
dwarsprofiel 2	+/-				+	+	+
dwarsprofiel 3	--	n.v.t.	++	n.v.t.	--	--	--
dwarsprofiel 4	-				-	-	-

Tabel 2.4: Indicatie reststerkte bij een hoge freatische lijn in de dijk en overslag

Indien een afschuiving aan de binnenzijde van de dijk heeft plaatsgevonden kan overslaand water het restprofiel aantasten. Overslag heeft tijdens de watersnood in 1953 voor veel schade aan dijken gezorgd. Vaak begon een doorbraak met een afschuiving van een verzadigd binnentalud (zie hoofdstuk 3). De aangetaste dijken in 1953 waren vooral kleidijken van het type 1. Doordat een zandkern minder samenhang heeft dan een kleikern zullen bij overslag dijken met zand in de kern (type 2 t/m 4) sneller bezwijken na het optreden van een afschuiving van het binnentalud dan dijken die geheel uit klei bestaan.

Bij een zanddijk (profiel 3 en 4) kan bovendien een combinatie van microinstabiliteit en overslag optreden en voor versnelde erosie van de kern zorgen.

Tijdens hoog water treedt geen buitenwaartse instabiliteit op.

Vervolgmechanismen na opbarsten hangen sterk af van de buitenwaterstand. Alleen een hoge en/of lange hoogwatergolf kan leiden tot piping. Verder is de afstand tussen het intredepunt en de plaats

waar de ondergrond opbarst van belang voor het optreden van vervolgmechanismen. Dit is onafhankelijk van het dijkttype. Vervolgmechanismen na opbarsten zijn onafhankelijk van overslag.

Een zettingsvloeiing treedt meestal op bij laag water en is onafhankelijk van overslag.

Microinstabiliteit is een sterk tijdsafhankelijk proces en treedt alleen bij zanddijken op. Afhankelijk van de doorlatendheid en geometrie en vooral de duur van de hoogwatergolf kan microinstabiliteit tot een dijkdoorbraak leiden.

Vervolgmechanismen na erosie van het binnentalud verlopen bij zandige kernen sneller dan bij kleikernen.

Als erosie van buitentalud is opgetreden kan de kern worden aangetast. De snelheid waarmee dat gebeurt is afhankelijk van de golfaanval, de duur van het hoogwater en het kernmateriaal. De reststerkte bij rivierdijken na een initiële beschadiging van het buitentalud is groter dan die van een zee of meerdijk. Bij deze laatste dijken (dijkttype 3 en 4) is de belasting groter terwijl het kernmateriaal niet beter bestand is tegen deze belasting.

2.6.3 Daling van de buitenwaterstand

Na een hoogwatergolf daalt de waterstand in de dijk. De belasting op de dijk neemt af en in het algemeen is de sterkte van de dijk voldoende om vervolgmechanismen te voorkomen. Alleen door een buitenwaartse instabiliteit of een zettingsvloeiing is schade mogelijk. Er is echter geen overstroming te verwachten doordat de buitenwaterstand laag is.

	afschuiving		welvorming	zettingsvloeiing	microinstabiliteit	erosie	
	binnen	buiten				binnen	buiten
Dwarsprofiel 1	+++	+++			n.v.t.	+++	
Dwarsprofiel 2	+++	+++	+++	oo	+++	+++	
Dwarsprofiel 3	+++	+			+++	+++	
Dwarsprofiel 4	+++	+			+++	+++	

Tabel 2.5: Indicatie reststerkte bij daling buitenwaterstand

2.6.4 Reststerkte bij het optreden van een tweede hoogwatergolf

Nadat een eerste hoogwatergolf of storm schade aan de dijk heeft veroorzaakt kan, indien nog geen herstelwerkzaamheden hebben plaatsgevonden, een tweede hoogwatergolf of storm vervolg schade veroorzaken. De reststerkte van de dijk is afhankelijk van de duur en de hoogte van de tweede belastingperiode.

Indien het buitentalud tijdens de voorgaande belastingperiode is beschadigd, kan gedurende de hele tweede belastingperiode verdere beschadiging aan de buitenzijde optreden. De faalkans is in dat geval groot. Voor de overige situaties geldt dat vervolgmechanismen sneller optreden dan tijdens de eerste hoogwatergolf of storm. De reden hiervoor is dat de initiële verzadiging van de dijk, en dus de initiële freatische lijn, hoger is. Dit geldt niet voor de situaties met welvorming en zettingsvloeiing.

In onderstaande tabel is een indicatie gegeven voor de reststerkte tijdens een tweede hoogwatergolf of storm gegeven een aantal situaties.

	afschuiving		Welvorming	zettings vloeïing	microinstabi liteit	erosie	
	binnen	buiten				binnen	buiten
dwarsprofiel 1	+	+			n.v.t.	++	+
dwarsprofiel 2	+	+/-			+	++	+
dwarsprofiel 3	+/-	---	++	n.v.t.	-	+/-	--
dwarsprofiel 4	+/-	--			--	+/-	-

Tabel 2.6: Reststerkte bij gegeven tweede hoogwatergolf

3 Overlopen / overslag

3.1 Algemeen

Bij overlopen en overslag stroomt water bij een hoge waterstand (evt. door golven) over de kruin van de dijk. Het water kan enerzijds oppervlakte erosie van de dijk veroorzaken. Anderzijds kan het water de dijk binnendringen en verzadigen met water. Afhankelijk van de sterkte van de toplaag kan interne erosie van de bekleding of een afschuiving optreden. Het verzadigd raken van de dijk wordt ook wel aangeduid met de term verweking. De term verweking wordt in dit hoofdstuk niet gebruikt om verwarring met verweking bij zettingsvloeiing (hoofdstuk 9) te voorkomen.

Er is sprake van overslag als water onregelmatig over de dijk heen slaat door golven. Bij overloop stroomt regelmatig water over de dijk, er loopt als het ware een waterfilmpje over de dijk doordat de buitenwaterstand hoger is dan de kruinhoogte. Kenmerkend voor de belasting door overslag zijn korte hevige pieken. Bij overloop is de intensiteit van de belasting lager, echter de duur langer.

Overslag of overloop kan ook in combinatie met een ander mechanisme schade aan de dijk veroorzaken. Op de gevolgen van het optreden van deze combinaties wordt in dit hoofdstuk niet ingegaan. In de volgende hoofdstukken wordt wel de relatie tussen verschillende mechanismen en overslag aangegeven.

Bij aarden stuw- en reservoirdammen wordt overslag vaak als belangrijkste faalmechanisme aangegeven.

3.2 Oppervlakte erosie binnentalud

Bij oppervlakte erosie van een met gras bekleed dijklichaam door overloop of overslag verwijdert het langsgstromende water materiaal uit de zode en toplaag van de dijk. Het stromende water oefent een schuifkracht uit op en drukt tegen uitsteeksels en onregelmatigheden van het dijkoppervlak. Veelal wordt deze schuifweerstand van stromend water als karakteristieke maat voor het optreden van erosie of erosiesnelheid gebruikt. Oppervlakte erosie is echter (ook) afhankelijk van de hydraulische belasting, het type grond, de kwaliteit van de grasmat en de talud helling.

Bij een grasbekleding kan men bijna altijd onderscheid maken tussen de graszode (enkele centimeters), een toplaag van circa 0,20 m en een onderlaag die bij de meeste Nederlandse dijken uit circa 0,6 m klei bestaat. De erosiesnelheid is vooral afhankelijk van de doorworteling en het lutumgehalte van de ondergrond. Steenbekledingen en asfalt eroderen vanzelfsprekend minder snel. In dit hoofdstuk wordt vooral ingegaan op oppervlakteerosie bij dijken met grasbekledingen. Slechts hier en daar worden enkele opmerkingen over andere bekledingen gemaakt.

3.2.1 erosie bekleding

Uit proeven ten behoeve van modelvorming voor oppervlakte erosie van het buitentalud blijkt dat, als de hydraulische belasting een kritieke grens overschrijdt, na verloop van tijd een gat in de bekleding ontstaat [GD 1998, TAW 1998]. Het gat ontstaat in de breker of golfklapzone. In de analyses van bovenstaande proeven wordt uitgebreid op het erosieproces ingegaan. In onderstaande paragrafen worden alleen de belangrijkste conclusies geïnterpreteerd voor overloop en overslag.

Een golfbelasting op een buitentalud kan schade aan de bekleding veroorzaken. Bij proeven met golven op een buitentalud ontstond, bij een belasting met golven van $H_s=1.35$ m, na 3 à 9 uur golven het eerste gat, ruim 1 m onder de waterlijn. Bij proeven met een golfbelasting van $H_s = 0.74$ m was na 20 uur een groot gedeelte van de grasbekleding verdwenen maar bleken de wortels nog stevig verankerd [GD 1998, TAW 1998].

Voor het theoretische geval dat overslag optreedt, zodanig dat de golf over de dijk heen slaat en daarbij loskomt van de dijk, wordt verwacht dat schade aan het binnentalud zal optreden in het gebied waar de golven op het talud neerslaan. Voor karakteristieke erosiesnelheden van een intacte grasmat en van een gat in de grasmat wordt verwezen naar hoofdstuk 8. In de meeste gevallen zal de golf niet van de dijk loskomen.

Aangenomen wordt dat bij overloop of overslag waarbij de golf niet loskomt van de dijk minder snel schade aan de bekleding zal ontstaan. De schuifkrachten die langsstromend water op grond uitoefent zijn voor grond met samenhang (cohesie) veel geringer dan de sterkte van de grond [GD 1998]. Ook bij waarnemingen in de natuur en uit golferosieproeven op graszoden in het golfoploopgebied blijkt dat zeer weinig ontgroning plaatsvindt. Bij belasting door golven stroomt het water op en neer over het buitentalud. Verwacht wordt dat dit een zwaardere belasting is dan een belasting door overloop op het binnentalud waarbij het water slechts naar beneden stroomt. In hoofdstuk 8 wordt beschreven dat een goede grasmat een stroomsnelheid van 6 m/s geruime tijd kan doorstaan. Ook grootschalige proeven gaven aan dat golfoverslag tot 10 l/s/m een geringe erosiebelasting voor het binnentalud betekent. Schade zal veelal ontstaan ter plaatse van zwakke plekken in de dijkbekleding. Hier kan oppervlakte erosie optreden.

Als de zodelaag is verdwenen zal de mate en snelheid van ontgroning afhangen van de samenstelling van de grond en dichtheid van het netwerk van dikkere wortels onder de zode. Dit netwerk bepaalt de mate van aggregaatvorming (klontvorming) dat de erosiegevoeligheid bepaald.

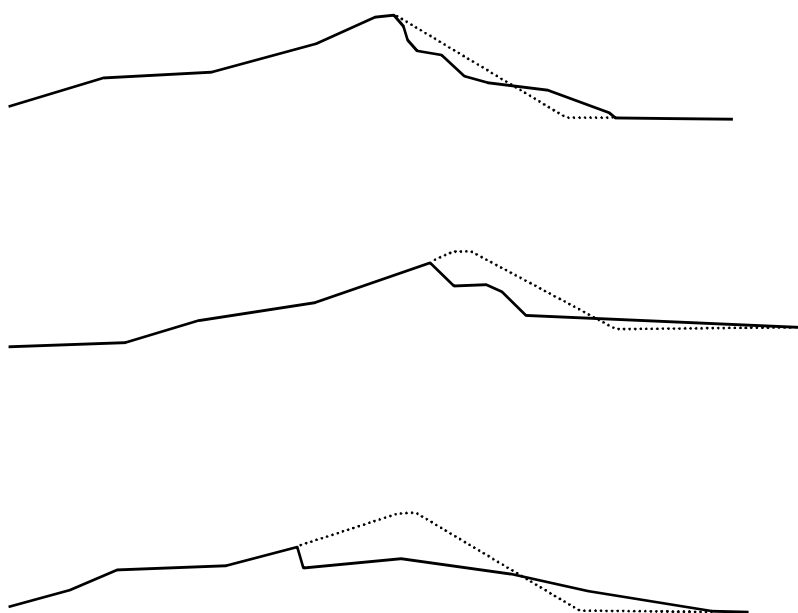
3.2.2 Erosie kern

Van de hierna optredende mechanismen zijn geen beschrijvingen bekend. De volgende beschrijvingen zijn dus theoretisch. Waarschijnlijk vindt de erosie niet gelijkmatig over het binnentalud plaats maar ontstaat na verloop van tijd een gat in de bekleding. De bekleding boven het gat kan vervolgens afschuiven en worden weggespoeld door het overslaande water. Door turbulentie rondom het gat in de bekleding zal erosie rondom het gat optreden.

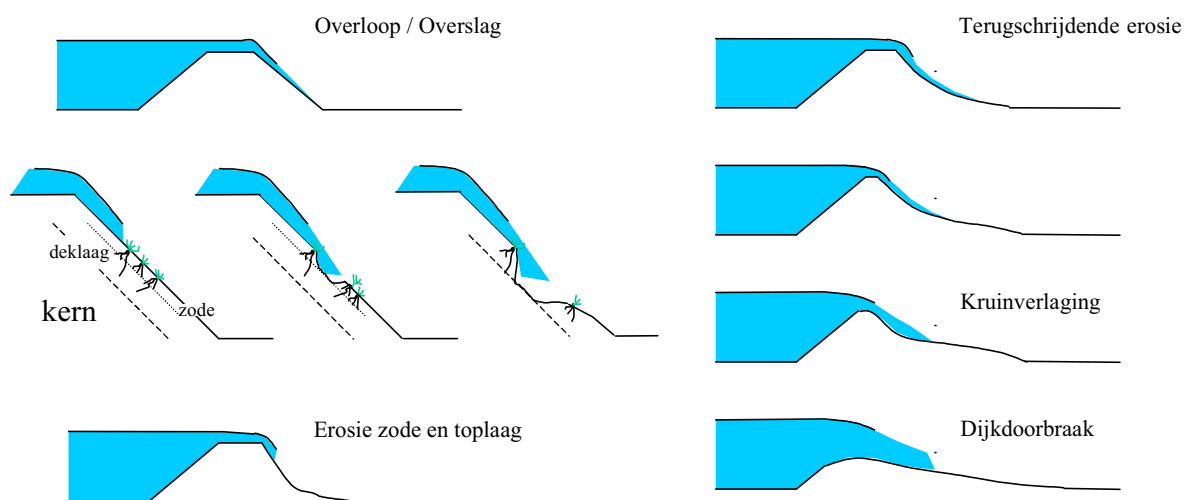
Na verloop van tijd is de bekleding van de dijk verdwenen en zal terugschrijdende erosie van de kern tot de buitenkruinlijn optreden. Vermoedelijk zal bij een zanddijk eerst het talud eroderen zodanig dat een kritieke helling ontstaat; een en ander zoals is waargenomen bij een geforceerde dijkdoorbraak in het Zwin [Visser 1998]. De kritieke helling zal afhankelijk zijn van de eigenschappen van het kernmateriaal. Bij zandkernen komt de kritieke helling ongeveer overeen met de hoek van inwendige wrijving. Bij de erosie die vervolgens optreedt blijft de kritieke helling gelijk. Vermoedelijk verplaatst de helling zich horizontaal in de richting van de buitenkruinlijn doordat korrels of groepjes korrels uit het talud eroderen en kleine afschuivingen optreden. Door het over de dijk slaande water wordt de grond verder naar het achterland getransporteerd. Ook nadat de buitenkruinlijn is verdwenen zal dit

erosie proces zich doorzetten totdat het profiel geheel is verdwenen. De duur van dit erosie proces hangt sterk af van het overslaand debiet.

Een kleikern heeft een andere structuur dan een zandkern. Het proces van terugschrijdende erosie zal anders zijn dan bij een zandkern. De fasering van een kleidijk kan worden afgeleid uit restprofielen van dijken na de watersnoodramp van 1953. In onderstaande figuur zijn een aantal schade profielen van een dijk op Zuid Beveland weergegeven. Opvallend is de knik halverwege het beschadigde binnentalud. Een verklaring voor deze knik kan liggen in het verschil tussen de verzadigde en onverzadigde zone van de dijk. De verzadigde zone heeft een andere, korreliger structuur en zal anders reageren op overslag. De reststerkte van de onverzadigde zone lijkt groter. De knik is overigens niet altijd aanwezig.



Figuur 3.1 Schadeprofielen na de stormvloed van 1953 op Zuid Beveland



Figuur 3.2 Oppervlakte erosie door overslag / overloop

3.3 Interne erosie en afschuiven binnentalud door overslag

Uit beschrijvingen van de watersnood in 1953 [Rijkswaterstaat en het KNMI 1961][Slager 1992] [Edelman 1953, 1960], de stormvloed van 1916 [Rijkswaterstaat 1916] en praktijkproeven [GD 1995], kan het bezwijkmechanisme voor dijken met een kleibekleding redelijk gedetailleerd worden omschreven.

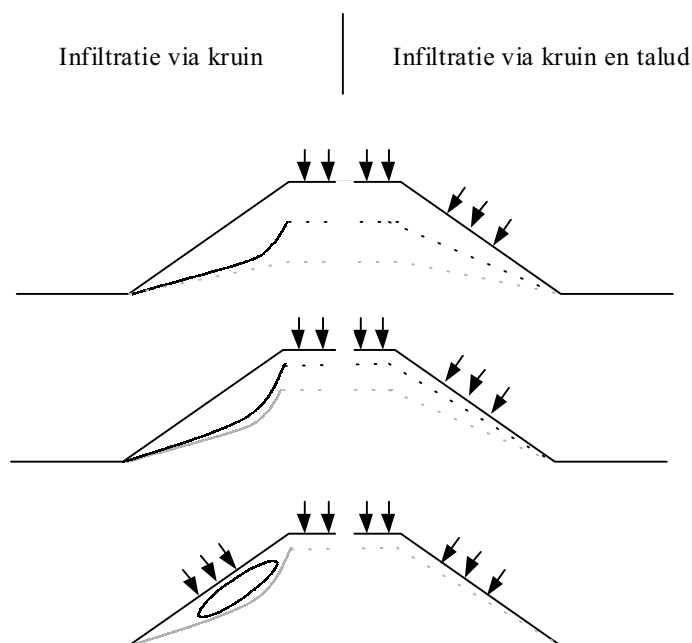
3.3.1 infiltratie en ontstaan van een scheur

Bij overslag of overloop stroomt water over de kruin van de dijk. Water kan in de dijk infiltreren waardoor de korrelspanningen in de (kruin en onder het binnentalud van de) dijk afnemen.

Uit berekeningen volgt bij een zanddijk het volgende infiltratiepatroon [GD 1991]: Bij infiltratie van een homogene dijk alleen via de kruin verloopt het vochtfront onder invloed van de zwaartekracht vrijwel horizontaal totdat het de grondwaterspiegel heeft bereikt. Nadat het vochtfront de grondwaterspiegel heeft bereikt wordt het driehoekige gebied onder het talud van binnenuit verzadigd. Als na verloop van tijd ook infiltratie door het talud optreedt wordt de driehoek van twee kanten gevoed en is deze sneller verzadigd. Bij gelijktijdige infiltratie via de kruin en het binnentalud ontstaat een vochtfront dat min of meer parallel loopt aan het talud. Dit geldt waarschijnlijk ook voor een homogene kleidijk. In onderstaande figuur is een schets gegeven van bovenstaande infiltratiepatronen.

Uit berekeningen volgt dat indien infiltratie alleen via de kruin plaats vindt, instabiliteit mogelijk is, die maatgevender is ten opzichte van de instabiliteit bij volledige verzadiging.

Bij een zanddijk met een kleilaag hangt de infiltratiesnelheid en waterspanningsopbouw af van de verhouding van de doorlatendheden van het kernmateriaal en de bekleding [GD 1994-1]. Bij een kleidijk heeft de bekleding vaak een grotere doorlatendheid dan de kleikern. Het water infiltreert vaak niet verder dan de onderlaag. Alleen de bovenste circa 1 m van de dijk raakt dan verzadigd.



Figuur 3.3: Infiltratiepatronen homogene zanddijk

Na verloop van tijd ontstaat evenwijdig aan de kruin van de dijk een scheur. Deze scheur, die bij alle beschrijvingen worden vermeld, bevindt zich in de kruin of heel hoog in het talud, vlakbij de kruin. Dit duidt erop dat nabij de kruin de grond op trek wordt belast en de neiging vertoont om naar de teen te schuiven. Aan de binnenzijde van de scheur treedt verzakking van het maaiveld op. Aan de onderzijde van het talud bolt deze vaak tegelijkertijd licht op.

Uit testen in de kleine geotechnische centrifuge van de TU-Delft wordt geconcludeerd dat, bij infiltratie in de kruin van een zanddijk met een klei bekleding, de kleilaag door de waterspanningen wordt opgedrukt. Door de reductie van de wrijving tussen de klei en het zand veroorzaakt het eigen gewicht van de klei scheuren in de bekleding. Indien er geen kleilaag aanwezig is blijkt dat alleen schade aan het talud optreedt als het talud steiler dan 36° (1:1,3) is en de freatische lijn in de dijk op een hoger niveau ligt dan $1/3$ van de taludhoogte. [Allersma 1999]

Door het ontstaan van een scheur loopt het water gemakkelijker de dijk in. Er kunnen nu, bij voortdurend hoogwater, twee scenario's optreden.

3.3.2 Interne erosie van de bekleding

In het eerste scenario is de toplaag van de bekleding onvoldoende sterk of bevat gaten die door dieren zijn veroorzaakt. Doordat het water gemakkelijk de dijk instroomt, stijgt de waterdruk en scheurt de toplaag open waarna water uit deze laag stroomt. Er ontstaat een wel. Aanvankelijk is de wel nog vrij klein met als gevolg dat er nog maar weinig water en grond uitstroomt. Naarmate de wel door erosie groter wordt, komt er relatief meer grond mee. Door voortschrijdende erosie wordt de wel steeds groter en de toplaag verzakt iets. Na verloop van tijd storten de kanaaltjes in. Er ontstaan geulen in de bekleding. Het water dat de dijk instroomt kan er niet meer uit. Zodra zich waterspanningen opbouwen barst de toplaag op en schuift af. Dit mechanisme is waargenomen tijdens de stormvloed van 1953 [Edelman 1953, 1960] en bij overslagproeven in Wissekerke [GD 1995].

3.3.3 Afschuiving van de bekleding

In het tweede scenario is de toplaag voldoende sterk of dik om de waterdruk aanvankelijk te kunnen weerstaan.

Aan de onderzijde van het talud zijn bij de overslagproef in Wissekerke luchtbelletjes waargenomen, alsof de lucht, die in de poriën van het dijkmateriaal zit, wordt weg geperst. In dit geval bouwen zich waarschijnlijk waterspanningen onder de bekleding op. De ondergrond wordt min of meer gelijkmatig verzadigd doordat er geen stromingspaden zijn. Na verloop van tijd wordt de bekleding over een bepaalde lengte opgelicht en schuift af. De afschuiving is meestal schelpvormig en bevindt zich geheel in het binnentalud van het dijklichaam. Het scheidingsvlak ligt meestal onder de ‘doorlatende’ bekleding. Tijdens de overslagproef bij Wissekerke gleed een stuk van de bekleding met een dikte van circa 1 meter en een breedte van enkele meters in een tijdsbestek van 5 minuten naar beneden. De bekleding gleed af over een ondoorlatende laag. De kern van de dijk bij Wissekerke bestond overigens uit zand met enkele kleilaagjes.

Afschuiving van de toplaag (circa 1 m) is veelvuldig beschreven na de stormvloed van 1953 en 1916. Vooral beschrijvingen over een verzadigde toplaag komen vaak voor. Uit ooggetuigenverslagen blijkt dat het uitzakken van de toplaag na het ontstaan van langsscheuren binnen enkele uren plaats vindt [Edelman 1953, 1960; Joustra 1960].

3.3.4 Afschuiving langs diep glijvlak

Als de toplaag voldoende sterk of dik om de waterdruk te kunnen weerstaan, kunnen diepere glijcirkels worden gevormd.

Diepe glijcirkels kunnen in kleidijken ook ontstaan nadat de toplaag is afgeschoven.

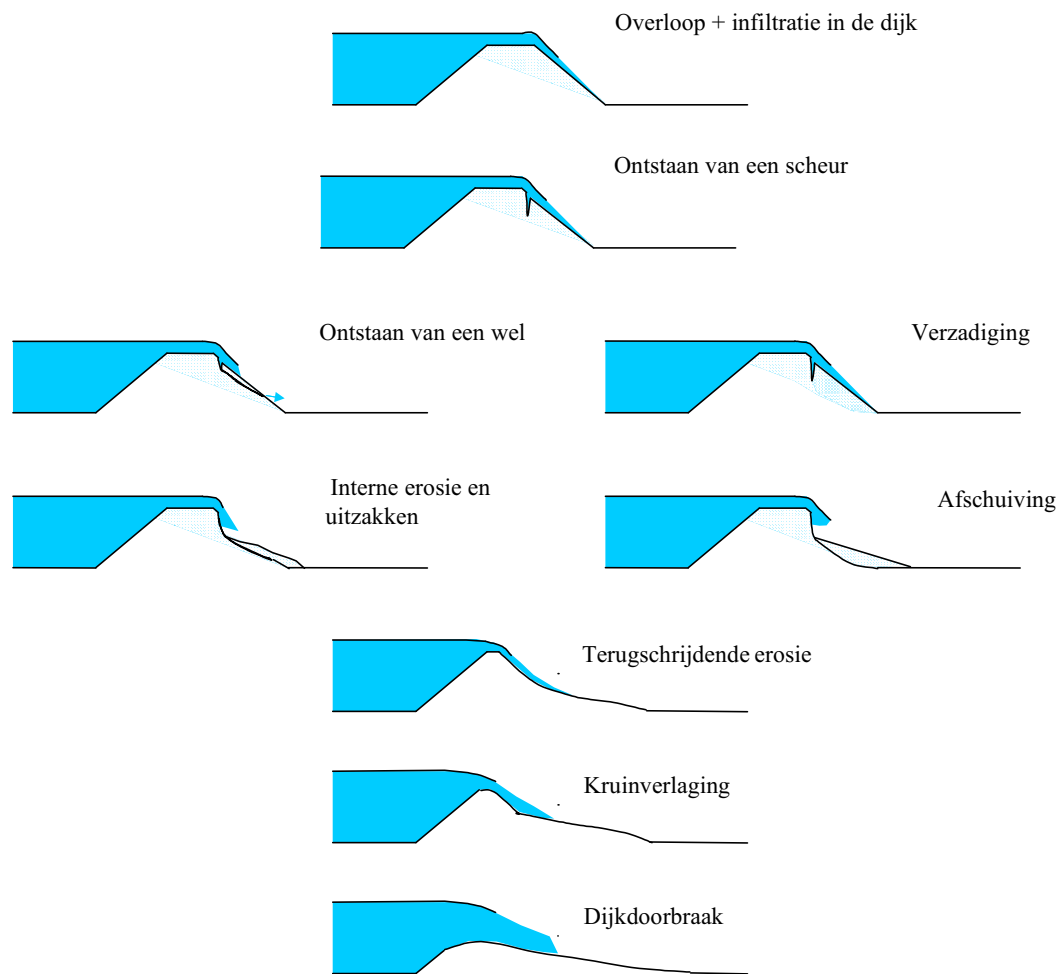
3.3.5 Vervolgmechanismen

Over het verloop na het ontstaan van erosie geulen, het optreden van een afschuiving of het uitzakken van de toplaag is weinig geschreven. Bij ooggetuigenverslagen van dijkdoorbraken tijdens de stormvloed van januari 1953 wordt alleen vermeld dat na een afschuiving de dijk bij voortdurende overslag zeer snel bezweek. Hierbij was natuurlijk niets bekend over het overslagdebiet. Een orde van grote is misschien, voor enkele locaties, terug te rekenen met informatie over waterstanden en golfhoogten. Een groot overslagdebiet wordt verwacht.

Vermoedelijk zal, nadat de bekleding is verdwenen, hetzelfde proces van terugschrijdende erosie optreden zoals is beschreven bij de mechanismenbeschrijving van oppervlakteerosie.

Het is ook mogelijk dat na een ondiepe afschuiving het binnentalud verder verzadigd raakt en zich een diep glijvlak ontwikkelt.

Voor andere dan kleibekledingen (asfalt / steen / beton ed.) zullen, als infiltratie optreedt, zich waterspanningen onder de toplaag opbouwen. Deze kunnen als ze groot genoeg worden de bekleding van de dijk afdrukken waarna verdergaande beschadiging van de kern en dijkdoorbraak optreden, e.e.a. zoals hiervoor omschreven. Schade door infiltratie is, bij een goede staat van deze bekledingen, minder waarschijnlijk.



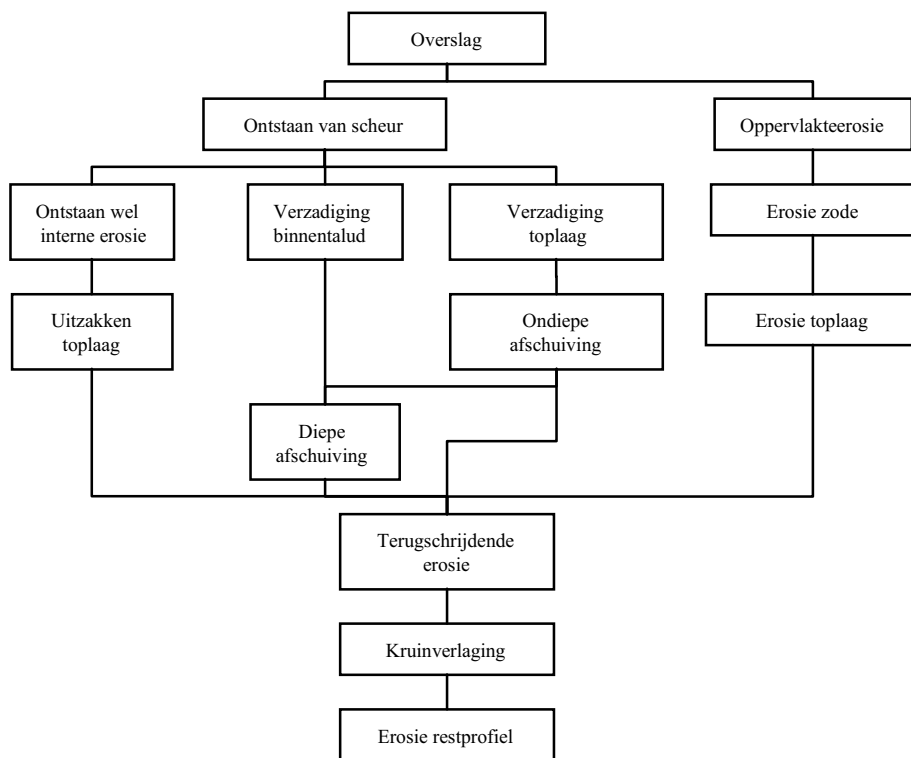
Figuur 3.4: mechanismebeschrijving interne erosie en afschuiving toplaag

3.4 Fasering en snelheid van falen door overslag

Bij het faaltraject van een dijk enkel en alleen door overslag kunnen de volgende fasen worden onderscheiden:

- 1 *incidentele overslag over de dijk*: Er slaat af en toe een golf over de kruin van de dijk;
- 2 *regelmatige overslag*: Regelmatig slaat nu water over de dijk dat over het binnentalud kan afstromen of in de dijk kan infiltreren;
- 3.1 *oppervlakteerosie*
 - A *erosie graszode*.
 - B *erosie top- en onderlaag*: Erosie van de laag onder de graszode.
- 3.2 *ontstaan van langsscheuren*: Door het geïnfiltreerde water nemen de korrelspanningen in de bekleding af. Er ontstaan langsscheuren. Water kan nu met grote hoeveelheden de dijk instromen.

- A interne erosie: Door de langscheuren infiltreert water dat door tunnels in de bekleding lager het talud weer uitstroomt. De tunnel erodeert en stort in. De nu ontstane geul erodeert verder totdat de bekleding is verdwenen.
- B verzadiging binnentalud en afschuiving langs diep glijvlak
- C opbouwen waterspanningen onder toplaag of onderlaag en ondiepe afschuiving
- 4 *erosie binnentalud en kruinverlaging*: Het water dat nu over de dijk slaat, erodeert de kruin en het binnentalud totdat de hoogte van de dijk lager is dan de buitenwaterstand. Er is een beginnende bres in de dijk geslagen.
- 5 *daling van de kruin*: water stroomt nu vrij over de dijk naar het achterland. De functie van de dijk, het keren van water, is verdwenen. De bres zal door erosie groter worden
- 6 *doorbraak*: na verloop van tijd is de bres zo groot geworden dat gesproken kan worden van een dijkdoorbraak.



Figuur 3.5: Stroomdiagram: falen door overslag

Het optreden en de snelheid van het falen van een dijklichaam door oppervlakte erosie hangt van een aantal factoren af. De verschillende onderstreepte elementen van de dijk zijn ook beschreven in hoofdstuk 2.

De kruinhoogte van de dijk bepaalt de mate van overloop en overslag. Hoe hoger de kruin, hoe minder water daarover zal stromen. Bij een rivierdijk is de belasting anders dan bij een meer- of zeedijk (zie hoofdstuk 2). Bij de laatste twee typen dijken zal door hogere golven sprake zijn van minder frequente overslag dan bij een rivierdijk. Het overslagdebiet per golf kan echter aanmerkelijk groter zijn dan het overloopdebiet bij een rivierdijk.

Het ontstaan van een beschadiging van een grasbekleding door oppervlakte erosie hangt sterk af van de staat en soort van bekleding. Ditzelfde geldt voor de erosie van het talud na het ontstaan van en gat in de bekleding. Een zandige bekleding erodeert sneller dan een kleibekleding. De invloed van de taludhelling is relatief gering ten opzichte van de variatie in sterkte van de grasmat. Aan de kleibekleding van dijken worden verschillende eisen gesteld om erosie te voorkomen. Erosie van harde bekledingen treedt vanzelfsprekend minder snel op dan van grasbekledingen.

Een beschadiging van de grasmat zal relatief snel optreden bij een discontinuïteit in het talud. Bij een overgang van een harde naar een grasbekleding en bij bebouwing, bomen of struiken treden stroomversnellingen en/of turbulentie op waardoor erosie wordt versneld.

Het ontstaan van langsscheuren is afhankelijk van de infiltratiesnelheid. Deze wordt bepaald door de soort en staat van de bekleding. Het kernmateriaal van de dijk en eventuele voorzieningen in de dijk zijn van belang bij het ontwikkelen van waterspanningen in het dijklichaam. Bij een zanddijk worden sneller wateroverspanningen ontwikkeld in de kern dan in een kleidijk maar minder snel tussen kern en bekleding. Een werkende drainconstructie in de teen van de dijk voorkomt bij een zanddijk opbarsten van de toplaag.

Naast de kruinhoogte is de taludhelling van de dijk belangrijk. Bij een flauw talud blijft het water langer op het talud staan. Uit de beschrijvingen van de schade na de stormvloed van 1 februari 1953 bleek dat bij hellingen flauwer dan 1:2,5 geen schade was opgetreden.

De snelheid van de erosie van de kern is afhankelijk van het kernmateriaal. Het proces zal bij een zanddijk anders verlopen dan bij een kleidijk en zal afhankelijk zijn van de grondeigenschappen zoals wrijvingshoek, cohesie en korrelverdeling.

Tenslotte is natuurlijk de duur van de hoogwatergolf van belang. Hoe langer de hoogwatergolf duurt, hoe meer tijd voor erosie.

Tijdens de watersnood van 1953 heeft het dijkdoorbraakproces in circa 3 à 6 uur plaatsgevonden. Tijdens overslagproeven traden scheuren in de kruin na circa 0,5 uur, wellen na 1 uur op en ontstonden geulen en gaten na circa 1,5 uur. Afschuiving trad na 2,5 uur op.

maatregelen

Een goed ontwerp en onderhoud zijn de beste maatregelen tegen het falen van een waterkering door overslag of overloop. Bij (dreigende) overslag en overloop kan, ook bij een veilige goede dijk, geprobeerd worden de kruin te verhogen. Verschillende materialen, vaak zandzakken, worden als ophoogmateriaal gebruikt. Na de hoogwatergolf dienen deze direct te worden verwijderd omdat ze anders de oorzaak kunnen zijn van een buitenwaartse macroafschuiving.

Na het ontstaan van een beschadiging van de dijkbekleding kan deze beschadiging worden afgedekt zodat geen infiltratie en verdere beschadiging kan optreden.

Verder kan een drain in de teen van de dijk worden toegepast zodat wordt voorkomen dat de waterspanningen in de teen van de dijk te hoog worden en de bekleding opbarst. Na het ontstaan van

een lengte scheur kan deze worden afgedekt om verdere infiltratie en schade van de dijk te voorkomen.

3.5 Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte en het geven van overgangskansen

3.5.1 Algemeen

Het primair mechanisme door overslag en / of overloop treedt op als de hoeveelheid overslaand water groter is dan dat de dijk kan verdragen. De belasting wordt dus gevormd door de hoeveelheid overslaand water. Modellen die de waterstand, golfcondities en stormduur bepalen geven de belasting op de dijk. Geotechnische modellen bepalen de sterkte van de dijk en geven aan hoe de dijk waarschijnlijk op deze belasting zal reageren.

In het programma PC-ring worden voor overslag verschillende modellen gebruikt om een optredend debiet met een kritiek debiet te vergelijken [TNO 1998]. In het model 2000 wordt ook de duur van de belasting meegenomen door de stormduur te vergelijken met de duur die nodig is voor erosie van de topklaag. Het kritieke overslagdebet kan daarbij worden opgegeven of worden bepaald door gebruik te maken van een grassterkte-model. Voor het 'optredende' overslagdebet kan uit verschillende modellen worden gekozen die allemaal uitgaan van een lokale waterstand en significante golfhoogte en -periode.

In het geval van afluide wind wordt in het programma PC-ring gerekend met overloop. De hoogte van de waterstand boven de dijk wordt daarbij omgezet in een overlopend debiet waarmee op dezelfde manier wordt omgegaan als een overslaand debiet.

Voor verzadiging van de topklaag moet, naast een groter optredend - dan kritiek overslagdebet voor verzadiging, de helling van het binnentalud groter zijn dan een kritieke helling. Het principe hierachter is dat naarmate de grond meer verzadigd is, de schuifsterkte afneemt en een moot grond onder een helling kan afschuiven. De kritieke helling wordt bepaald met de methode van Joustra en Edelman. Er wordt geen rekening gehouden met de verzadigingsduur.

PC ring houdt alleen rekening met oppervlakte erosie en verzadiging van de topklaag. Interne erosie of diepe afschuivingen door infiltratie worden niet meegenomen. Bovendien wordt verondersteld dat bij oppervlakteerosie de topklaag gelijkmatig weg erodeert. De sterkte die de dijk bezit na het verdwijnen van de bekleding wordt in PC ring niet meer meegenomen. Deze zou kunnen worden toegevoegd door een tijd te bepalen die nodig is om de kern weg te eroderen (terugschrijdende erosie).

In de volgende paragrafen wordt alleen ingegaan op geotechnische modellen en mogelijkheden om reststerkte te beschrijven. De gebeurtenissenboom en overzichtstabel die in de volgende paragraaf 3.6 wordt gegeven, sluiten aan op onderstaande sub-paragrafen. Het onderstreepte gedeelte in de tekst van de paragraaf titel is ook terug te vinden in de gebeurtenissenboom, evenals de letter tussen haakjes. De letter is een aanduiding voor het beschreven mechanisme in de gebeurtenissenboom en overzichtstabel.

3.5.2 Primair mechanisme oppervlakte erosie, erosie graszode en top laag (A4)

Beschikbare modellen

Oppervlakteerosie kan worden bepaald met de methode zoals in de Leidraad Toetsen op Veiligheid wordt aangegeven of met behulp van CIRIA-achtige relaties. Erosie van de top laag is dan o.a. afhankelijk van het overslagdebiet, kritieke stroomsnelheid, de tijdsduur, de ruwheid, kwaliteit en dikte van de top laag.

Erosie door overloop kan niet direct worden vergeleken met erosie door overslag. Bij overloop is sprake van een uniforme stroming terwijl bij overslag slechts een beperkte tijd water over het talud stroomt. Golven die wel over de kruin heen slaan geven momentane debieten die vele malen (orde 10-100) groter zijn dan gemiddelde debieten. Daarnaast is bij overslag ook de watersnelheid niet constant [Van der Meer 2000].

Voor een uniforme stroming zijn CIRIA grafieken afgeleid. Dergelijke grafieken bestaan niet voor overslag.

Erosiebestendigheid van gras als dijkbekleding

In het technisch rapport Erosiebestendigheid van gras als dijkbekleding wordt de stand van zaken in 1998 met betrekking tot de erosiebestendigheid van grasbekledingen gegeven [TAW 1998]. Het rapport gaat met name in op erosie van de grasmatten op het buitentalud ten gevolge van golfaanvallen en in mindere mate op erosie van het binnentalud door overslag of overloop. De gegeven modellen zijn daarom niet direct van toepassing op overloop en overslag.

Leidraad Toetsen op Veiligheid

De leidraad toetsen op Veiligheid geeft een procedure om gras op erosie door golfaanval te toetsen. De grasmatten op de kruin en het binnentalud wordt minder belast dan waarvan in deze methode wordt uitgegaan. Er is immers sprake van stroming in één richting in tegenstelling tot het buitentalud waar de golf heen en weer loopt. Voor overloop zijn relaties met betrekking tot oppervlakteerosie ontwikkeld. Deze relaties zijn weergegeven in CIRIA grafieken.

In [Van der Meer 2000] wordt aangegeven dat deze methode, na enkele rekenexercities in PC Ring zou kunnen worden ingebouwd. Daarnaast geeft hij aan dat voor een goede benadering voor erosie door overslag nieuwe CIRIA-achtige grafieken dienen te worden ontwikkeld.

PC Ring

Voor oppervlakteerosie wordt de sterkte van de grasmatten in rekening gebracht [TNO 2000]. Daarbij is aangenomen dat de erosie van klei t.o.v. gras aan het binnentalud dezelfde verhouding heeft als de verhouding van klei t.o.v. gras aan het buitentalud. Hieruit wordt de benodigde duur bepaald waarbinnen de grasbekleding en 1 m dikke top laag van klei kan eroderen. Deze duur is afhankelijk van de bewortelingsdiepte, erosiebestendigheidscoefficiënt van de afdeklaag en de breedte van de afdeklaag.

Praktijkvoorbeelden

Van een dijkdoorbraak ten gevolge van oppervlakte erosie door overslag zijn geen voorbeelden bekend. Ook tijdens de watersnoodramp van 1953 was oppervlakteerosie een zeldzaamheid [Edelman 1960]. Slechts in enkele gevallen waarbij het binnentalud grotendeels uit zand bestond is oppervlakteerosie opgetreden [Joustra 1960]. Verder wordt hier en daar melding gemaakt van

beschadiging van het talud bij obstakels. Hier vindt turbulentie plaats wat een extra belasting voor de grasmat betekent.

Opgemerkt dient te worden dat veel dijken die in 1916 en 1953 door overslag zijn bezweken steile binnentaluds hadden. Dijken met een flauwer binnentalud (1:3) hadden aanmerkelijk minder schade. Na 1953 zijn veel dijkversterkingen uitgevoerd waarbij het talud is verflauwd. Het is niet duidelijk of, bij een flauwer talud, oppervlakte erosie een dominanter faalmechanisme wordt.

Uit grootschalige proeven bleek dat golfoverslag tot 10 l/s/m een geringe erosie belasting betekent voor het binnentalud. In [TAW 1998] wordt geconcludeerd dat een matige tot goed doorwortelde grasmat dit overslagdebiet zonder schade kan doorstaan. Ook bij de overslagproef bij Wissekerke (1,5 l/s/m) is nauwelijks erosie geconstateerd [GD 1995]. Zelfs na langdurig stromen (9 uur) waren geen slijtplekken te zien.

Kwantitatieve conclusie overgangskans primair mechanisme oppervlakteerosie

Uit bovenstaande wordt geconcludeerd dat falen van een grasdijk met een steil talud door oppervlakteerosie niet snel zal optreden. Falen door andere faalmechanismen zal in het algemeen sneller optreden.

Doordat harde bekledingen minder erosiegevoelig zijn dan grasbekledingen wordt bij deze bekledingen helemaal geen schade door oppervlakte erosie verwacht.

3.5.3 Primair mechanisme verzadiging van de toplaag, ontstaan van een scheur

Na verzadiging van de toplaag ontstaat meestal een scheur. Doordat dit mechanisme zichtbaar is wordt deze vaak in schadecatalogussen vermeld. Het ontstaan van een scheur is sterk afhankelijk van de ontwikkeling van de waterspanningen in de dijk. De freatische lijn zal bij overslag stijgen door infiltratie van water door zowel het buitentalud, de kruin als het binnentalud.

beschikbare modellen infiltratie

Berekeningen naar waterspanningen bij overslag kunnen met tijdsafhankelijke modellen worden uitgevoerd. Deze modellen zijn meestal gebaseerd op het zogenaamde Richardsconcept voor verzadigde en onverzadigde stroming. In dit concept wordt het behoud van massa en impuls gecombineerd tot een stromingsvergelijking. Stroming van de gasfase blijft hierbij buiten beschouwing. Voorbeelden van programma's met deze opzet zijn Seep/w, Hydrus2D, Femwater, Hst3D, Sutra en Vst2dt. Het voornaamste onderlinge verschil is de gebruikte primaire variabele in de stromingsvergelijking: de mogelijkheden zijn druk, drukhoogte, stijghoogte, of watergehalte. Verdere verschillen zijn de gebruikte discretisatiemethoden, de gebruikte elementtypen (in geval van eindige elementen methoden), en de tijdsintegratieprocedure. Dit laatste is belangrijk door de vaak aanzienlijke rekentijden ten gevolge van de in de Richardsvergelijking aanwezige sterke niet-lineariteiten. Deze niet-lineariteiten komen voort uit de complexe relaties tussen de druk, de doorlatendheid en het watergehalte in de onverzadigde zone. Een redelijk consistente aanpak, relatief snelle tijdsintegratieprocedure en een gebruikersvriendelijk interface maken Seep/w tot het meest geschikte pakket [GD, 1999].

Met programma's als Feflow en Modflow kunnen ook tijdsafhankelijke berekeningen worden uitgevoerd. Echter, het infiltratieproces wordt niet op een adequate wijze beschreven.

Tenslotte wordt in een niet-commercieel simulatiepakket ook de stroming van de gasfase expliciet meegenomen in berekeningen van de waterspanningen door een dijklichaam [Paul et al., 2000]. Deze programmatuur is nog te experimenteel van opzet om te worden ingezet.

Overslagproef Wissekerke

In [GD 1999-2] is ten behoeve van de postdictie van de overslagproef het volgende model voor verzadiging van de toplaag beschreven:

“Het infiltratiedebiet in de tijd kan met een exponentiele functie worden beschreven. Dit komt in benadering overeen met rekenresultaten volgens het geavanceerdere Richards concept. Voor dit model moeten constitutieve relaties voor doorlatendheid als functie van waterspanning of vochtgehalte en vochtgehalte als functie van waterspanning bekend zijn. In de civiele praktijk is geen ervaring met het bepalen van dit materiaalgedrag.

Een eenvoudige schatting van de infiltratietijd wordt gebaseerd op verzadigde doorlatendheid k , dikte van de toplaag L en effectieve verzadigingsgraad $\Delta\theta$ (bepaald door porositeit minus de reeds aanwezige verzadigingsgraad), volgens: $t = L \Delta\theta / k$. Met dit rekenconcept wordt de tijd tot verzadiging van de toplaag onderschat; er wordt gebruik gemaakt van het limietgedrag van de bovengenoemde exponentiele relatie. De mate waarin dit gebeurt ligt binnen de onnauwkeurigheid van de voorspelling als gevolg van onzekerheden in de materiaalparameters.

De aanwezige verzadigingsgraad en daarmee ook de effectieve verzadigingscapaciteit is een in de tijd wisselende grootheid. De aanwezige verzadigingsgraad op een willekeurig tijdstip is o.a. afhankelijk van de neerslagkarakteristieken gedurende de periode voorafgaande aan dit tijdstip. Over de relatie tussen neerslagkarakteristieken en aanwezige verzadigingsgraad is zeer weinig bekend. In het verleden zijn verzadigingsgraden gemeten, maar de mate van samenhang hiervan met neerslag is niet onderzocht.

...

In het verleden zijn door GeoDelft proeven uitgevoerd waarbij onder andere de verzadigingsgraad werd gemeten. Uit deze proeven bleek dat onder normale omstandigheden de verzadigingsgraad gemiddeld rond de 85% ligt (85% van de holle ruimte is met water gevuld).

Echter in tijden van hoog water zal nauwelijks sprake zijn van een normale situatie, dit onderschrijft de noodzaak voor nader onderzoek.”

Een kleine rekenexercitie maakt duidelijk dat de doorlatendheid van de toplaag een grote rol speelt bij de verzadigingsduur voor de toplaag. In onderstaande tabel is voor verschillende combinaties van de doorlatendheid en effectieve verzadigingsgraad de tijd tot verzadiging gegeven. Voor een porositeit van 0,45 bedraagt de effectieve verzadigingsgraad 0,45 (1-0,85)=0,07. Er is uitgegaan van een 1 m dikke toplaag.

$k \text{ [m/s]} \setminus \Delta\theta \text{ [..]}$	0.04	0.07	0.10
3×10^{-4}	0.04	0.07	0.09
3×10^{-5}	0.4	0.7	0.9
3×10^{-6}	4	7	9

Tabel 3.1: Tijd tot verzadiging [uren] afhankelijk van doorlatendheid en effectieve verzadigingsgraad

De doorlatendheid speelt een grote rol als wordt uitgegaan dat de overslagduur bij zeedijken 4 tot 8 uur duurt (1 getijbeweging) en overloop en overslag bij rivierdijken maximaal 10 uur bedraagt. Na 10 uur zijn immers zandzakken geplaatst of andere maatregelen genomen om overloop te verminderen. Indien de doorlatendheid groter dan 3×10^{-6} is, is de kans op verzadiging binnen de overslagduur groot. Pas bij een kleinere doorlatendheid dan 1×10^{-7} m/s wordt de kans op verzadiging van de toplaag veel kleiner.

Door de structuur van de klei is de doorlatendheid moeilijk vast te stellen. Gemiddeld wordt een doorlatendheid van 3×10^{-5} m/s verwacht. Als wordt uitgegaan dat slechts bij 10 % van de dijken de doorlatendheid van de toplaag kleiner is dan 1×10^{-6} m/s dan is de kans op verzadiging van het binnentalud van een met gras beklede dijk bij overslag circa 90 %

Opgemerkt wordt dat de kans op verzadiging van de toplaag niet gelijk is aan de kans op een scheur of afschuiving. Deze is ook afhankelijk van taludhelling, kruinhoogte, enz.

Beschikbare modellen scheurvorming

PLAXIS

Het ontstaan van scheuren bij de overslagproef te Wissekerke is gesimuleerd met het eindige elementen programma PLAXIS. De berekeningen zijn gemaakt op basis van gemeten waterspanningen. Het moment van ontstaan van een scheur is bepaald door de aanwezigheid van zogenaamde “tension cut off points” (trekspanningen) in de kruin. Nadat initiatie van de kruinscheur is opgetreden wordt een MSF factor van 0,94 berekend. Een MSF factor geeft aan hoeveel reststerkte nog aanwezig is voordat een afschuiving optreedt. Een MSF factor kleiner dan 1 geeft een grote kans op instabiliteit van het talud aan.

Praktijksituaties

Zoals bij de mechanisme beschrijvingen is gemeld, zijn veel scheuren door overslag in kleidijken ontstaan tijdens de watersnoodramp van 1953. Onderstaand citaat is overgenomen uit een onderzoek naar de oorzaak van de ramp [Edelman 1953]. Ooggetuigen spreken bovendien vaak van verzadiging van het binnentalud.

‘Het eenvoudigste type beschadiging is de langsscheur. Deze langsscheuren werden aangetroffen in de nabijheid van de binnenkruinlijn; soms in de kruin, dikwijls in de binnenkruinlijn zelve, ook veelal in de bovenste helft of op het bovenste derde deel van het binnenbeloop, voorzover bekend nimmer op het buitenbeloop en nimmer in de onderste helft van het binnentalud. De lengte van de scheuren varieerde van één tot vele meters, de breedte van één centimeter tot ruim 1 decimeter Tevens kon men bij nauwkeurige waarneming veelal vaststellen dat het binnentalud onder de langsscheur een geringe uitbolling vertoonde... De scheur liep meestal vrij ver in het dijklichaam door; het bovenste stuk liep haast altijd verticaal waaronder een afwijking naar de binnenzijde kon worden geconstateerd. Door peiling met een rechte lat kon in veel gevallen een diepte van één à twee meter worden geconstateerd.’

Ook in het verslag over de stormvloed van 13/14 januari 1916 wordt vooral melding gemaakt van afschuivingen en doorbraken ten gevolge van overslag. De aanwezigheid van scheuren wordt soms terloops vermeld. Waar deze vermeld wordt, is sprake van vele scheuren, diverse afschuivingen en een enkele doorbraak. Waarschijnlijk werd in een groot aantal gevallen de aanwezigheid van scheuren niet genoemd omdat deze schadevorm destijds niet vermeldingswaardig werd gevonden door het vele voorkomen en de ernst van de schade. Overigens worden in het verslag wel verbanden gelegd tussen scheuren, het opbollen van het binnentalud en opgetreden afschuivingen en dijkdoorbraken.

Tijdens de praktijk overloopprouf bij Wissekerke trad in alle (vier de) prouven na korte tijd een kruinscheur op (ongeveer 30 minuten of minder) na het starten van de pompen een kruinscheur op.

3.5.4 Stabiliteit binnentalud bij overloop / overslag, afschuiving toplaag (A2)

Beschikbare modellen

Model Joustra / Edelman 1960

Naar aanleiding van de watersnoodramp in 1953 hebben Edelman en Joustra een evenwichtsmodel opgesteld om de stabiliteit van het binnentalud bij overslag te onderzoeken. Hij gaat daarbij uit van een oneindig talud. De helling van het talud waarbij nog juist evenwicht mogelijk is wordt bepaald door:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{(\gamma - \gamma_w) d \cos \alpha} \right)$$

waarin:

- α de hoek tussen het talud en de horizontaal
- γ nat volumegewicht
- γ_w volumegewicht water
- φ de hoek van inwendige wrijving van de grond
- c cohesie van de grond
- d de beschouwde laagdikte loodrecht op het talud

Overslagprouf Wissekerke

In Bijlage 1 van het rapport Stabiliteit binnentalud bij overslag [GD 1999-2] wordt een model gegeven om de stabiliteit van de dijkbekleding onder invloed van grondwaterstroming door deze bekleding te bepalen. Het model, dat in feite een aanpassing voor een eindig talud is van het Joustra Edelman model, en in het betreffende rapport wordt aangeduid met DWW model, is alleen met PLAXIS sommen geverifieerd en getoetst aan de overslagprouf van Wissekerke.

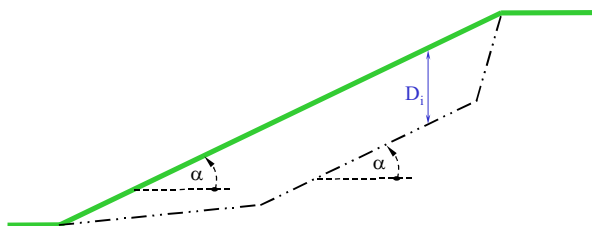
Het model gaat uit dat een oppervlakkige laag af schuift.

De vorm van deze laag is een schol waarvan de begrenzing aan de kruin van de dijk (actieve zijde) bestaat uit de kruinscheur, benedenwaarts in het talud overgaat in een schuifvlak parallel aan het talud om vervolgens aan de teen van de dijk over te gaan in een schuifvlak richting maaiveld.

De grondmoot schuift af als gevolg van het gewicht van de grondmoot en de waterdruk in het schuifvlak. Het afschuiven wordt tegengewerkt door de schuifweerstand die in het schuifvlak optreedt. Deze schuifweerstand bestaat uit de wrijving en de cohesie.

De stabiliteit van deze grondmoot kan gecontroleerd worden middels het bepalen van het horizontaal evenwicht.

Het DWW model gaf bij de evaluatie van de overslagprouf in Wissekerke een redelijke benadering voor het optreden van een afschuiving.



Figuur 3.6: Schematisatie DWW model

Optreden (on)diepe glijcirkel

Het optreden van een (on)diepe glijcirkel is in feite een macroinstabiliteit. Het verschil met macrostabiliteit, zoals in het volgende hoofdstuk wordt beschreven, is dat infiltratie niet alleen door het buitentalud en / of via een zandlaag maar ook door de kruin en het binnentalud optreedt. Beschikbare modellen die worden gebruikt voor de berekening van macroinstabiliteit kunnen met aangepaste waterspanningen worden gebruikt voor het verifiëren van het ontstaan van diepe glijcirkels bij overslag.

Voor een beschrijving van modellen met betrekking op macroinstabiliteit wordt verwezen naar het volgende hoofdstuk.

Praktijkvoorbeelden

Tijdens de watersnoodramp van 1953 zijn veel afschuivingen door overslag opgetreden. Daarbij wordt opgemerkt dat overal sprake was van kleidijken met een steil binnentalud. De volgende beschrijving van deze afschuivingen wordt door Edelman gegeven:

‘ Het afschuivingsvlak is veelal onregelmatig schelpvormig; het bovenste gedeelte staat nagenoeg verticaal over één of enige meters hoogte, het onderste deel vertoont een geringe helling, of ligt horizontaal , terwijl in enkele gevallen de onderzijde van het afschuifvlak een tegenhelling vertoonde, dus omhoog liep. de grasmat, welke voorheen de afschuiving bedekte, is dikwijls in zijn geheel ‘naar beneden gekomen en werd nog ongebroken en ongescheurd aan de onderzijde van de kom op de afgeschoven dijkspecie aangetroffen. ... Meermalen was ook de grasmat in sterke mate vervormd, verfrommeld, opgerold of verbrokkeld; soms geheel verdwenen.’

En even verder:

‘... Hieruit volgt, dat dus het grote merendeel der beschadigingen aan de binnenzijde niet anders zijn dan afschuivingen, in min of meer ver gevorderde staat en al of niet onderhevig geweest aan secundaire vervormingen door kolkend water. ... Het valt daarbij op dat waarschijnlijk nergens het primaire afschuifvlak heeft gelopen door de kern van de dijk.’

Tijdens de stormvloed van 1916 zijn diverse afschuivingen door overloop van het binnentalud opgetreden. De dijken waren voornamelijk kleidijken. De meeste afschuivingen hadden een diepte van maximaal 2 m. Dit duidt op het optreden van een ondiepe afschuiving. Waar melding wordt gemaakt van diepere afschuivingen is altijd sprake van een dijkdoorbraak. Het intredepunt van het merendeel van de afschuivingen bevindt zich in het binnentalud of in de kruin. Een enkele keer is ook het buitentalud aangetast.

Bij de overslagproef van een zanddijk nabij Wissekerke trad bij één van de vier proeven een ondiepe afschuiving na een overlooptuur van 2 uur en 22 minuten op. Voorafgaand aan deze proef was het

talud gedurende 14 uur beregend. In deze beregeningsperiode is gemiddeld 8 cm water in het talud geïnfiltreerd. Bij de overige (deel)proeven vond bezwijken door interne erosie plaats.

3.5.5 Interne erosie binnentalud, ontstaan wel (A1)

Beschikbare modellen

Er zijn geen modellen over interne erosie bekend. Interne erosie is sterk afhankelijk van de kwaliteit van de toplaag en gezien de resultaten van de overslagproef waarschijnlijk ook van de initiële verzadigingsgraad van de toplaag.

Praktijksituaties

Interne erosie is waargenomen bij de overslagproef in Wissekerke. Bij 3 van de vier proeven vond schade door interne erosie plaats. De dijk bij Wissekerke was een zogenaamde kleiige zanddijk. De dijk was buiten bedrijf. De proeven vonden plaats aan het eind van een droge periode. Misschien hebben deze laatste twee factoren, door grotere structuurvorming, bijgedragen aan het optreden van interne erosie.

In het verslag van de Stormvloed van 1953 [Rijkswaterstaat 1953] wordt geconstateerd dat op sommige plekken na elke golf water uit een konijnengat spoot in de onderste helft van het talud. Dit is het enige feit dat wijst op interne erosie.

Bij de stormvloed van 1916 wordt niet expliciet melding gemaakt van interne erosie of gevolgen hiervan.

Een mogelijkheid voor het niet vermelden van interne erosie kan zijn dat het mechanisme in 1916 en 1953 niet bekend was en daardoor over het hoofd is gezien. Een andere mogelijkheid is dat in sommige gevallen waar het talud verfrommeld beneden aan de dijk is aangetroffen dit aan de kracht van het water is toegeschreven in plaats van aan interne erosie.

3.5.6 bepaling overgangskans scheurvorming → afschuiving binnentalud / interne erosie (A1, A3)

Na zowel de stormvloed van 1916 als de watersnoodramp van 1953 zijn zowel scheuren, afschuivingen als dijkdoorbraken geconstateerd. Dit betekent dat niet alle scheuren afschuivingen tot gevolg hebben gehad en niet alle afschuivingen tot een dijkdoorbraak hebben geleid. Tot 1953 waren bijna alle dijken kleidijken van het type 1 met een steil binnentalud (voor beschrijving dijctype zie paragraaf 2.5). De afschuivingen die na de scheurvorming optraden waren in bijna alle gevallen ondiepe afschuivingen.

Bij de overslagproef op de zanddijk te Wissekerke was interne erosie het maatgevende mechanisme.

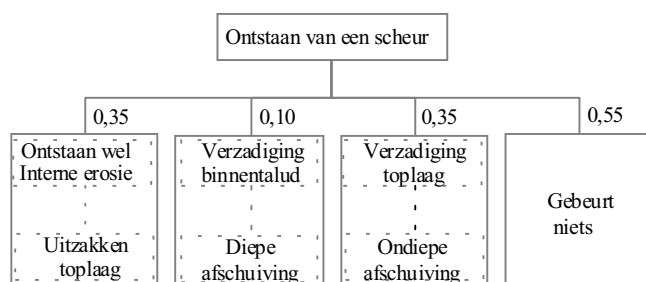
De taludhelling en kwaliteit van de toplaag hebben een grote invloed op het faalmechanisme overslag. De huidige dijken hebben over het algemeen een flauwer talud en betere bekleding dan vroeger waardoor scheurvorming minder snel optreedt. Een flauwer talud betekent ook dat een oppervlakkige afschuiving minder snel optreedt.

Indien een scheur eenmaal is opgetreden is de kans groot dat bij doorgaande overslag een afschuiving optreedt. PLAXIS berekeningen geven door middel van een Msf factor aan dat de dijk na het ontstaan van trekspanningen in de kruin (lees scheuren in de dijk) niet meer stabiel is.

Volgens de beschikbare evenwichtsmodellen is de stabiliteit van een ondiepe afschuiving sterk afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving, van de toplaag, van de grond en de taludhelling. De evenwichtsmodellen zeggen niets over het ontstaan van scheuren en de gevolgen hiervan voor het optreden van een afschuiving. De modellen geven een indicatie over de kans van afschuiven gegeven de geometrie en opbouw van de dijk en onafhankelijk van de duur van overslag.

Voor interne erosie zijn geen rekenmodellen.

Samenvattend kan worden geconcludeerd dat na scheurvorming zonder verdere maatregelen, bij doorgaande overslag, vervolgmecanismen optreden. Uit de beschikbare gegevens volgt dat dit binnen enkele uren gebeurt. Tijdens stormvloed treedt overslag ook gedurende enkele uren op. Hoogwater op een rivier duurt langer. Een diepe afschuiving is niet waarschijnlijk. Oppervlakkige afschuivingen zijn in het verleden vaak aangetroffen. Tijdens de overslagproef in Wissekerke was interne erosie het maatgevende mechanisme. Het is niet duidelijk wanneer een ondiepe afschuiving optreedt en wanneer interne erosie. Een eerste indicatie (schatting) voor de verschillende overgangskansen is gegeven in onderstaande figuur. Er zijn geen modellen om deze overgangskansen te berekenen. Omdat het hier afschuivingen of interne erosie van de toplaag betreft zijn de overgangskansen voor zand en kleidijken gelijk. Bij beide typen dijken zijn de toplagen immers van klei.



3.5.7 Terugschrijdende erosie (B)

Na het afschuiven (van de toplaag) wordt de kern van de dijk aangetast.

Beschikbare modellen

Het bresgroei model van Visser [Visser 1996] voor zanddijken beschrijft erosie van een zandkern. Van erosie van een kleikern zijn geen modellen bekend. In de overstromingsmodule van het computerprogramma HIS (Hoogwater Informatie Systemen) is op basis van historische gegevens een relatie gelegd tussen tijd en bresgroei. In de handleiding van dit computerprogramma worden de relaties een pragmatische aanzet voor de bepaling van een tijdsfunctie voor de bresgroei genoemd. Het proces van terugschrijdende erosie is beschreven in paragraaf 3.2. In dezelfde paragraaf is op basis van restprofielen, die zijn ingemeten na de watersnoodramp van 1953, aangegeven hoe een doorbraak van een kleidijk plaats kan vinden.

Op moment van schrijven van dit rapport wordt door Delft Cluster onderzoek gedaan naar het erosieproces bij overslag van een kleidijk.

Praktijksituaties

Stormvloed 1953 en 1916

Tijdens de watersnood van 1953 zijn verschillende dijken door overslag bezweken. Beschrijvingen geven aan dat het gehele bezwijkproces, van overslag tot dijkdoorbraak, (soms) in circa 6 uur heeft plaatsgevonden. Na de stormvloed is op veel plaatsen schade aan de dijk geconstateerd. De schade varieerde daarbij van scheuren in de kruin tot half weggeërodeerde dijken.

Ook tijdens de Stormvloed van 1916 zijn dijken door overslag bezweken. De schade varieerde tussen een scheur in de dijk tot een volledige doorbraak. Een beschreven doorbraakproces van een Zuiderzeedijk in Waterland (Noord Holland) duurde circa 4 uur.

Duitsland

Uit een overzicht van het Regierungspräsidium Darmstadt van dijkdoorbraken in 1882 en 1883 van de Rijn in het voormalige groothertogdom Hessen blijkt dat in deze periode 6 dijkdoorbraken door overslag hebben plaatsgevonden [Giseler 1999]. De lengte van de doorbraak varieert tussen de 34 en 120 m en bedraagt gemiddeld 70 m. In twee gevallen ontstond na de doorbraak een kolk ter plaatse van de dijk. In het overzicht worden alleen de doorbraken vermeld. Over andere schade wordt niet gesproken.

Zomerkaden

Zowel tijdens het hoogwater van 1980, 1982, 1993 en 1995 zijn zomerkaden overgelopen. In de verslagen van de eerste twee hoogwaters wordt melding gemaakt van schade en doorbraak van de zomerkaden ten gevolge van het overlopen.

Indicatie overgangskans

Nadat een afschuiving is opgetreden begint bij voortdurende overslag of overloop direct een proces van terugschrijdende erosie. Dit leidt echter niet direct tot kruinverlaging.

De mate waarin terugschrijdende erosie optreedt is sterk afhankelijk van de overslagduur en het kernmateriaal. Uit bovenstaande gegevens wordt afgeleid dat wanneer de toplaag van een kleidijk is verdwenen er nog reststerkte aanwezig is. Er zijn immers na de hoogwaters schadevormen aangetroffen waarbij de toplaag is verdwenen maar de dijk nog niet is doorgebroken. Een eerste indicatie (schatting /niet berekend) voor de overgangskans van een afschuiving door overslag na kruinverlaging bedraagt 0,75. Deze indicatie is niet onderbouwd met berekeningen.

Er zijn weinig voorbeelden van zanddijken bekend. Verwacht wordt dat terugschrijdende erosie sneller optreedt dan bij een kleidijk. Een schatting voor de overgangskans van afschuiving naar kruinverlaging van een zanddijk is 0,9.

3.6 Samenvatting en conclusies overslag/overloop

In deze paragraaf wordt door middel van figuren en tabellen een overzicht gegeven van het bezwijkmechanisme van een dijk als gevolg van overslag / overloop. In het eerste hoofdstuk is ingegaan op de opbouw van deze en andere concluderende paragrafen in dit rapport.

Bij overlopen en overslag stroomt water bij een hoge waterstand (eventueel door golven) over de kruin van de dijk. Het water kan enerzijds oppervlakte erosie van de dijk veroorzaken. Anderzijds kan het water de dijk binnendringen en verzadigen met water. Afhankelijk van de sterkte van de toplaag

kan interne erosie van de bekleding of een afschuiving optreden. Het tijdsaspect speelt een belangrijke rol bij het falen van een waterkering door overslag.

Twee primaire mechanismen kunnen worden onderscheiden. In de eerste plaats kan oppervlakte erosie optreden. Hiervoor zijn CIRIA grafieken afgeleid. Anderzijds kan de waterkering verzadigd raken en een scheur in de kruin of boven in het talud optreden. Deze kans wordt in PC-Ring bepaald met het model van Joustra Edelman voor een oppervlakkige afschuiving op een oneindig talud. Deze (primaire) bezwijkkans is niet afhankelijk van de tijd. Gezien de praktijkvoorbeelden waarbij overslag optreedt en geen scheuren ontstaan, is het waarschijnlijk dat of de invloed van de verzadigingssnelheid van de toplaag wordt verwaarloosd of de werkelijke sterkte van een verzadigd talud wordt onderschat.

In de hiernavolgende figuur is de gebeurtenissenboom voor het faalmechanisme overslag / overloop gegeven. In bijbehorende tabel zijn indicatieve overgangskansen voor de mechanismen, die door letters in de gebeurtenissenbomen zijn aangegeven, gegeven.

Mech-anisme	afhankelijk van:	Model	beschreven praktijksituaties	overgangskans	
A1	kwaliteit bekleding initiële verzadigingsgraad	geen model	praktijkproef Wissekerke stormvloed 1953	0,1 à 0,6	⁻⁵
A1.1	zie A1 duur hoogwatergolf	geen model	praktijkproef Wissekerke	0,8 à 1,0	⁻³
A2	helling binnentalud grondmechanische eigenschappen top laag kwaliteit bekleding duur hoogwatergolf	Evenwichtsmodel Joustra / Edelman voor oneindig talud Evenwichtsmodel DWW voor eindig talud eindig elementenmodel (bijv. PLAXIS)	praktijkproef Wissekerke stormvloed 1953 stormvloed 1916	0,1 à 0,9	+
A3	geometrie ondergrond duur hoogwatergolf grondmechanische eigenschappen top laag en kernmateriaal dikte top laag?	Diverse evenwichtsmodellen, bijv Bishop Eindig elementen programma, bijv PLAXIS	geen praktijkvoorbeelden	0,1 à 0,5	+
B	eigenschappen kernmateriaal duur hoogwatergolf	Model Visser Bresgroeimodel HIS	stormvloed 1953, 1916 ⁴ diverse reservoir dammen, Overstromingen Oder en Eems in Duitsland ⁴	0,8 à 1,0 ²	o ⁵
C	idem B	idem B	idem B	0,8 à 1,0	o ⁵
D	idem B	idem B	idem B	0,8 à 1,0	o ⁵

¹ + blijkt uit praktijkgevallen / proefsituaties. Een goede schatting is mogelijk op basis van ervaring en / of berekeningen.

o redelijke schatting op basis van aanwijzingen, bijvoorbeeld praktijkgevallen;

- kwaliteit van de schatting is laag.

² De overgangskans is sterk afhankelijk van de overslagduur. Voor oppervlakteerosie wordt voor zanddijken met een overgangskans van 0,5 à 1,0 gerekend.

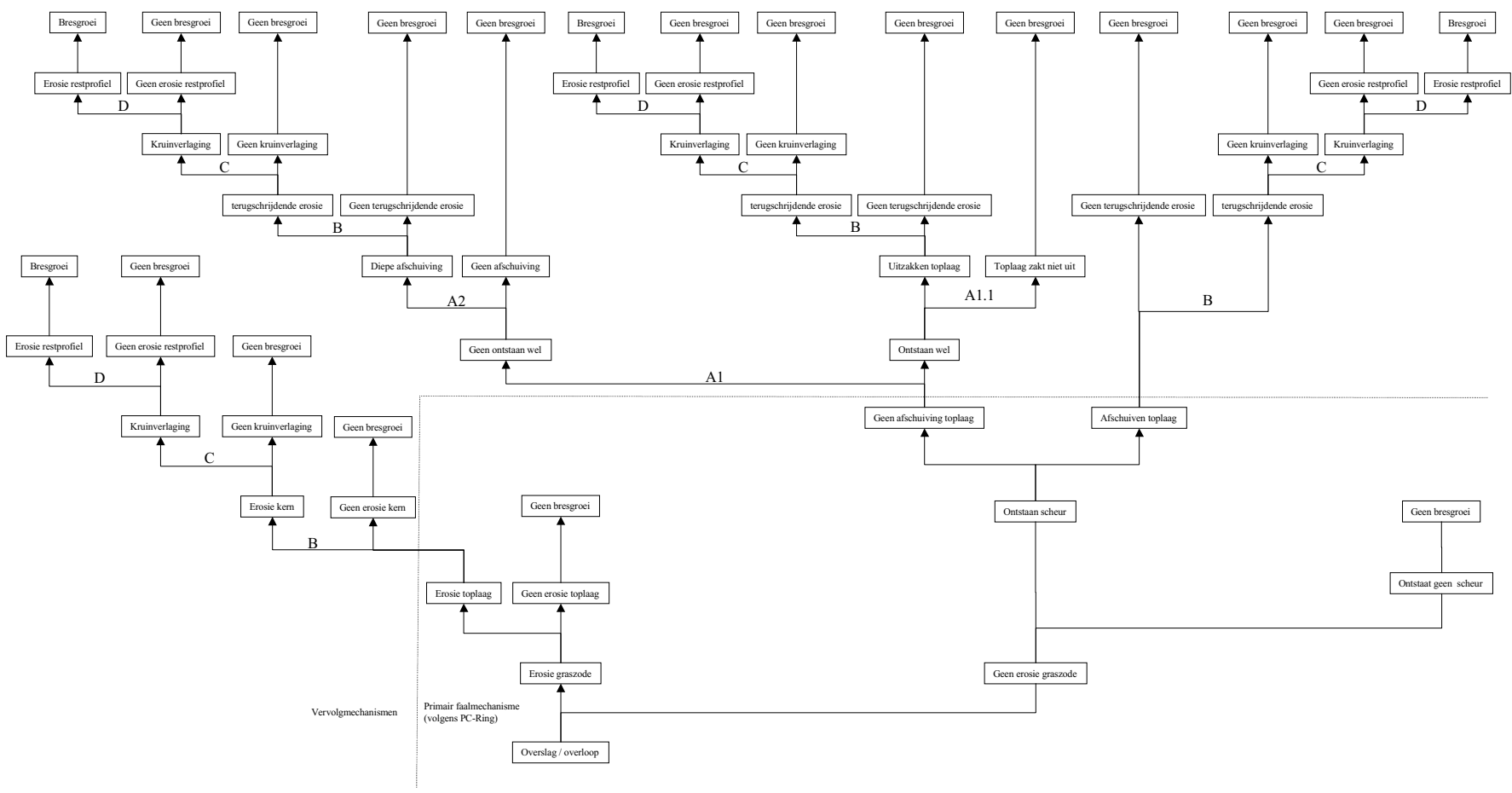
³ Hoewel de kwaliteit van de schatting laag is, er zijn weinig praktijkvoorbeelden en geen modellen, wordt toch verondersteld dat hier weinig reststerkte kan worden verkregen.

⁴ Het betreft hier voorbeelden waarbij het lengteeffect een belangrijke rol speelt. Bijvoorbeeld: Als een achterland is ondergelopen is het verval over de kering veel kleiner waardoor het proces van terugscheidende erosie op andere plaatsen stopt. Verwacht wordt dat bij gelijkblijvende omstandigheden de ondergrens hoger ligt.

⁵ Indien sprake is van overloop is de overgangskans groter dan bij overloop.

Tabel 3.2 Overzicht van overslag / overloop

Uit de gebeurtenissenboom en bijbehorende tabel kan worden afgeleid dat, als de toplaag door oppervlakte erosie is verdwenen, de dijk niet veel reststerkte meer heeft. De reststerktefaalkans door oppervlakte erosie ($P(B \cap C \cap D)$) bedraagt bij de gegeven indicatieve faalkansen 0,5 à 1,0 voor een kleidijk en 0,3 à 1,0 voor een zanddijk. De reststerktefaalkans blijft dus in alle gevallen groot. De grootste bijdrage aan de



reststerkte wordt gegeven door het mechanisme erosie van de kern. Vooral bij kleidijken kan deze bijdrage, die sterk afhankelijk is van de overslagduur, groot zijn.

De reststerkte na het ontstaan van een scheur is minder duidelijk te bepalen. De reststerktefaalkans na primair bezwijken door het ontstaan van een scheur bedraagt bij de gegeven indicatieve overgangskansen 0,1 à 1,0.

De kans op bresgroei kan als volgt worden weergegeven:

$$P(\text{bresgroei}) = P(D \cap C \cap B \cap ((\overline{A1} \cap (A2 \cup (\overline{A2} \cap A3)))) \cup (A1.1 \cap A1)) \quad (3.1)$$

Hierin is $P(D \cap C \cap B \cap \overline{A1} \cap A2)$ de kans dat bresgroei optreedt door een afschuiving van de toplaag. De indicatieve onder- en bovengrens van de kans op bresgroei door dit mechanisme bedragen 0,01 respectievelijk 0,8. Een belangrijk deelmechanisme van dit faalmechanisme is het optreden van een afschuiving van de toplaag nadat een scheur is ontstaan. Een indicatie van de betreffende overgangskans $P(\overline{A1} \cap A2)$ bedraagt 0,04 à 0,8.

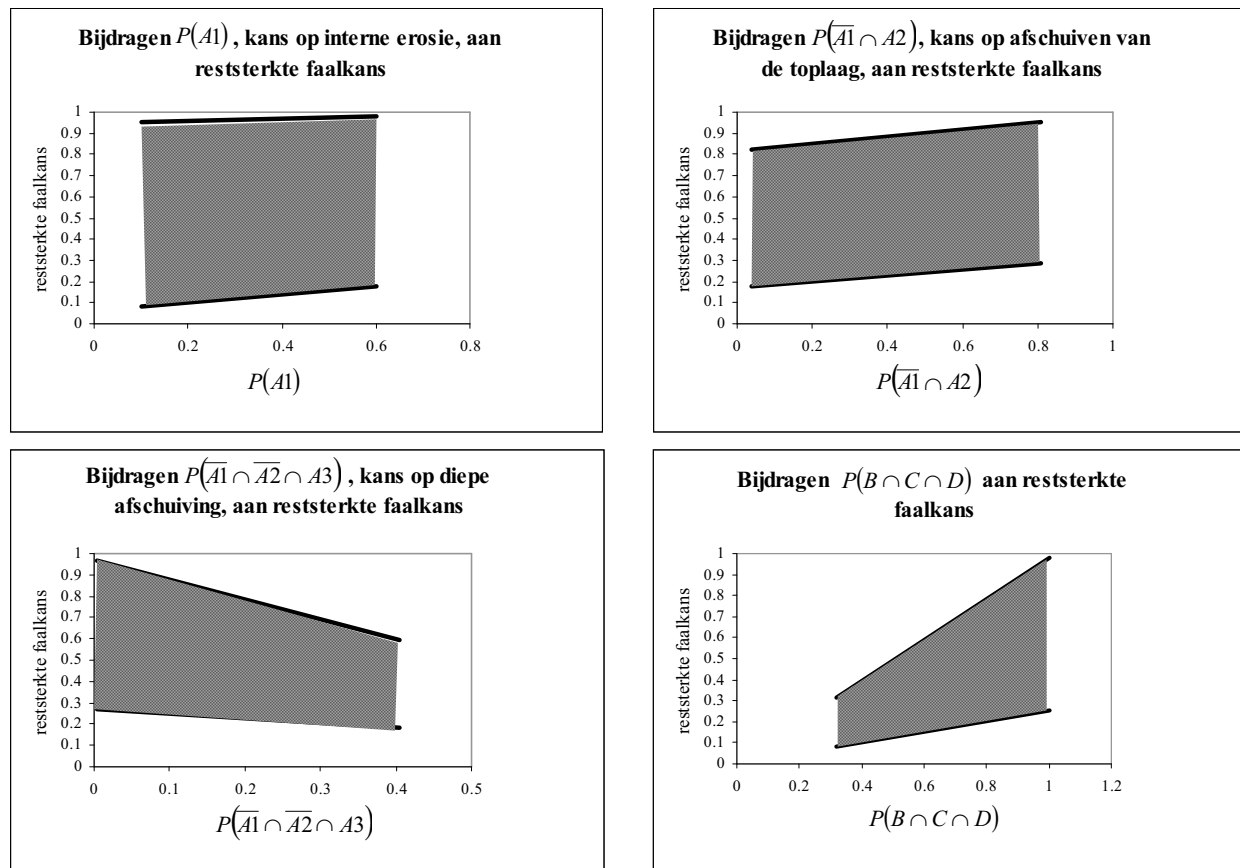
De kans dat bresgroei optreedt door interne erosie wordt gegeven door de relatie $P(D \cap C \cap B \cap A1 \cap A1.1)$. Een schatting voor de onder- en bovengrens voor de kans op bresgroei door interne erosie nadat een scheur in de waterkering is ontstaan, bedraagt 0,03 respectievelijk 0,5. Het dominante deelmechanisme hierbij is het ontstaan van een wel $P(A1)$. Indien wordt gerekend met een kans op het ontstaan van een wel van 10%, bedraagt de kans op bresgroei door interne erosie 0,03 à 0,1. Als de kans op het ontstaan van een wel 60 % is, neemt de kans op bresgroei toe tot 0,15 à 0,6.

Naast interne erosie of een ondiepe afschuiving kan overslag ook leiden tot een diepe afschuiving. De kans dat een diepe afschuiving tot bresgroei leidt, nadat een scheur door overslag is ontstaan, bedraagt $P(D \cap C \cap B \cap \overline{A1} \cap \overline{A2} \cap A3) = 0,0001$ à $0,405$. Deze kans wordt sterk bepaald door het optreden van een diepe afschuiving $P(\overline{A1} \cap \overline{A2} \cap A3)$. De schatting van de onder- respectievelijk bovengrens voor het optreden van dit mechanisme bedraagt 0,004 à 0,4.

De kansen op het optreden van bovengenoemde drie mechanismen zijn sterk gecorreleerd. Als het ene mechanisme optreedt, treedt een ander mechanisme niet meer op. In onderstaande figuur is de afzonderlijke invloed van $P(\overline{A1} \cap \overline{A2} \cap A3)$, $P(A1)$, $P(\overline{A1} \cap A2)$ en $P(B \cap C \cap D)$ op de gemiddelde reststerktefaalkans aangegeven. Op de x-as staat de kans op het optreden van het betreffende mechanisme. Op de y-as is de reststerktefaalkans weergegeven. De twee lijnen geven de relatie aan tussen de overgangskans van het mechanisme en de onder- en bovengrens van de reststerktefaalkans.

De reststerktefaalkans neemt niet sterk af als de kans op een ondiepe afschuiving, $P(\overline{A1} \cap A2)$ afneemt. Dit komt doordat de kans op interne erosie, $P(A1)$, of diepe afschuiving,

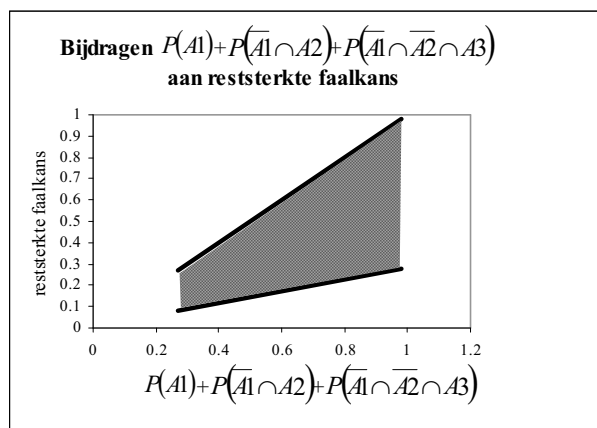
$P(\overline{A1} \cap \overline{A2} \cap A3)$, toeneemt als de kans op een ondiepe afschuiving afneemt. Ditzelfde geldt bij het toe- of afnemen van de kans op interne erosie of een diepe afschuiving.



Figuur 3.8 Bijdragen deelmechanismen aan reststerktefaalkans overslag / overlo op

De kans op een vervolgmechanisme nadat een scheur door overslag is ontstaan, dus het totaal van de kans op interne erosie en een diepe of ondiepe afschuiving, is natuurlijk wel van groot belang voor de reststerktefaalkans. Dit is aangetoond in onderstaande figuur waarin de bijdrage van

$P(A1) + P(\overline{A1} \cap \overline{A2}) + P(\overline{A1} \cap \overline{A2} \cap A3)$ is uitgezet tegen de reststerktefaalkans. De onder- en bovengrens bedraagt bij de geschatte overgangskansen 0,3 respectievelijk 1,0. Uit de figuur blijkt dat als de kans op een van de mechanismen ($A1$, $A2$ of $A3$) groot is de reststerktefaalkans ook groot is.



Figuur 3.9 bijdrage $P(A1)+P(\overline{A1} \cap A2)+P(\overline{A1} \cap \overline{A2} \cap A3)$ aan reststerktefaalkans overslag / overloop

Uit bovenstaande figuren blijkt dat het zinvol is om na te gaan onder welke omstandigheden een scheur in een waterkering niet leidt tot interne erosie, een diepe of ondiepe afschuiving. Het tijdsaspect is daarbij van groot belang. Voor het berekenen van de kans op het afschuiven van de topklaag of het optreden van een diepe afschuiving (mechanisme A2, A3) zijn deterministische modellen voorhanden. Een grote spreiding van deze kans is het gevolg van de gevoeligheid voor ondergrond en geometrie van deze afschuifmechanismen. Er zijn geen modellen voor interne erosie (A1) bekend.

Het totaal van de mechanismen B, C en D heeft een marginale invloed op het al of niet optreden van bresgroei. Voor erosie van de kern is een model voor zanddijken (zonder bekleding) voorhanden. Van erosie van kleikernen of zanddijken met een kleibekleding wordt op dit moment in een ander Delft Cluster project onderzoek gedaan. In het kader van dit project kan in een later stadium van de resultaten van deze ontwikkelingen gebruik worden gemaakt. De mechanismen B, C en D komen ook bij andere faalmechanismen voor. Het totale belang van onderzoek naar deze mechanismen wordt daarmee groter.

Buiten het kader van het reststerkte onderzoek wordt opgemerkt dat een model voor het mechanisme erosie van het binnentalud door overslag theoretisch is afgeleid van een model erosie door overloop. Om een goede bezwijkkans van het primaire mechanisme te berekenen dient dit model te worden gevalideerd met laboratoriumproeven.

4 Afschuiving binnentalud, binnenwaartse macrostabiliteit

4.1 Algemeen

Er is sprake van macro-instabiliteit als grote delen van het grondmassief afschuiven langs rechte of gebogen glijvlakken. Zoals de naam macro-instabiliteit al aangeeft is de oorzaak van de afschuiving een verlies van evenwicht. Dit evenwicht bestaat uit een aandrijvend moment, bij een cirkelvormig verondersteld glijvlak is dit het gewicht van het grondlichaam links van het middelpunt van de cirkel, een tegenwerkend moment, het gewicht van het grondlichaam rechts van het middelpunt, en de schuifspanningen langs het eventuele glijvlak.

Als de schuifspanningen in de ondergrond, door toegenomen waterspanningen, afnemen, kan het evenwicht verloren gaan. Hoge waterspanningen in de dijk kunnen ontstaan door een hoge buitenwaterstand, door hevige neerslag of door deformatie. Verder kan het evenwicht van een dijklichaam worden verstoord door toename van het aandrijvende moment, bijvoorbeeld door verkeer op de dijk, of door afname van het tegenwerkende moment, bijvoorbeeld door het aanleggen van een teensloot.

In deze studie wordt alleen gekeken naar het verlies van evenwicht als gevolg van een hoge buitenwaterstand. Deze situatie kan immers leiden tot een overstroming van de dijk en is zodoende een gevaar voor de achterliggende polder. Bij het ontwerp van een dijk dient ook naar de situatie met extreme regenval te worden gekeken. Extreme regenval gevolgd door hoogwater kan een maatgevende situatie zijn.

4.2 mechanismebeschrijving

De freatische lijn in de dijk zal tijdens een hoogwatergolf stijgen als gevolg van infiltratie via het buitentalud en infiltratie via de ondergrond vanuit een aanwezige tussenzandlaag (of het pleistocene zandpakket). Zandlagen in de ondergrond staan veelal direct in contact met dichtbijgelegen rivieren. Bij een stijging van de waterspiegel in de rivier zal de stijghoogte in de zandlagen snel volgen. Hoe snel de freatische lijn in het dijklichaam zich kan aanpassen aan de verhoogde rivierstand en aan de verhoogde stijghoogte in de zandlagen, hangt af van het materiaal van het dijklichaam (zand zal sneller aanpassen dan klei) en van het materiaal en de dikte van het slappe lagen pakket tussen het dijklichaam en de zandlaag. Daarnaast heeft de aanwezigheid van voorland, de afstand van de dijk tot aan de rivier, een effect op de stijghoogte in de zandlagen.

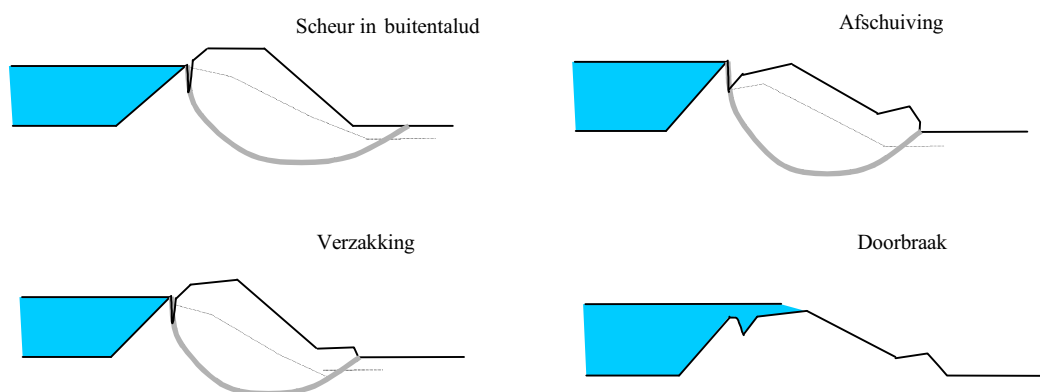
De freatische lijn kan tevens verhoogd worden door neerslag. In de praktijk wordt aangenomen dat een hoogwatergolf en hevige neerslag niet aan elkaar gerelateerd zijn. Door een verhoging van de freatische lijn, en dus een verhoging van de waterspanningen, zullen tegelijkertijd de schuifspanningen in de dijk en de ondergrond afnemen. De stabiliteit van het dijklichaam zal als gevolg van de lagere schuifspanningen worden verlaagd. In de ondergrond ontstaat een plastische zone waarover een moot grond kan afschuiven. De plastische zone is vaak cirkelvormig en wordt wel glijvlak of glijcirkel genoemd. Het (cirkelvormige) glijvlak wordt tijdens afschuivingen waargenomen.

Een beginnende afschuiving manifesteert zich met scheuren in het buitentalud, de kruin of het binnentalud van de dijk. Deze scheuren geven het intredepunt van het glijvlak aan. Het ontstaan van een scheur hangt af van de materiaaleigenschappen van de toplaag. Aangenomen wordt dat in zandige gronden (bovenrivierengebied) de vervormingen voordat een afschuiving optreedt gering zijn en door scheurvorming worden vooraf gegaan, terwijl in kruipgevoelige gronden (benedenrivierengebied) zeer grote verplaatsingen kunnen plaatsvinden voordat een afschuiving optreedt. De tijd tussen een scheur en een volledige afschuiving zal bij een zandige dijk waarschijnlijk korter zijn dan bij een kleiige dijk.

Bij een daadwerkelijke afschuiving daalt het maaiveld aan de binnenzijde van de scheur, in het begin vaak langzaam. Op een gegeven moment schuift de moot grond af totdat een nieuwe evenwichtssituatie is ontstaan. In de praktijk komt het meestal niet zover. Zodra de eerste scheuren zich in de dijk hebben gemanifesteerd worden er maatregelen getroffen.

De locatie van het intredepunt (buitentalud, kruin of binnentalud) is van groot belang voor het verdere verloop van het faal-traject van de dijk.

Zo zal een afschuiving van het binnentalud, waarbij de glijcirkel het buitentalud van de dijk snijdt resulteren in een verlaging van de kruin. Als het restprofiel lager wordt dan de buitenwaartse waterstand, treedt inundatie van het achterland op. De functie van de dijk, het keren van water, is aangetast. Het gat zal snel groter worden als gevolg van erosie door het stromende water.



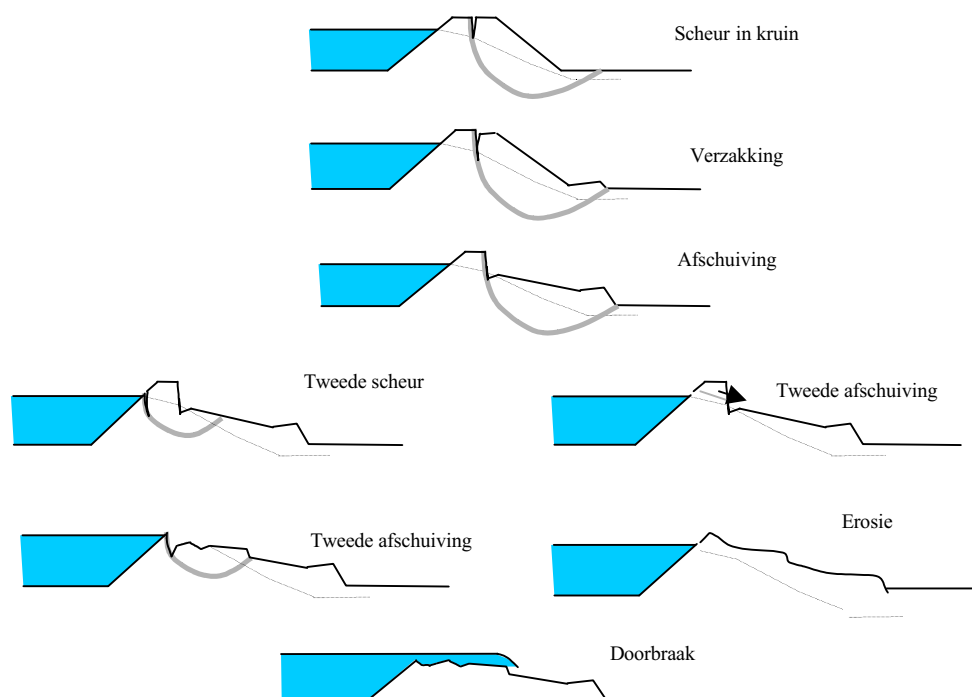
Figuur 4.1: Intredepunt glijcirkel in het buitentalud

Er treedt geen directe inundatie van het achterliggende land op als het restprofiel voldoende hoog blijft om water te keren. Wel kan het resterende dijkprofiel dusdanig klein zijn dat het in zijn geheel wordt weggedrukt door de waterdruk aan de buitenzijde van het dijklichaam. Door het stromende water zal het gat verder worden geërodeerd. Als het resterende dijklichaam voldoende groot is om niet weggedrukt te worden, kunnen als vervolgmecanismen oppervlakte erosie door overslag, microinstabiliteit of een tweede afschuiving optreden. Bij overslag slaat water over de kruin van de dijk en erodeert zo het binnentalud van de dijk. Aangenomen wordt dat door de eerste afschuiving de erosiebestendigheid van het binnentalud sterk is verminderd. Hierdoor zal het erosieproces relatief snel kunnen plaatsvinden.

Dit geldt vooral voor een dijk met een zandkern; door een gebrek aan taludbekleding kunnen de cohesieloze zandkorrels makkelijk worden weggespoeld. Het mechanisme oppervlakte erosie door overslag wordt uitvoerig beschreven in hoofdstuk 3. Bij microinstabiliteit wordt grond uitgespoeld

door kwel uit het binnentalud. Ook hier geldt dat een dijk met een zandkern kwetsbaarder is dan een kleidijk. Dit mechanisme wordt verder beschreven in hoofdstuk 6. Het optreden van bovengenoemde vervolgmecanismen is in de praktijk niet waargenomen. De beschreven mechanismen in deze alinea zijn daarom theoretische aannamen.

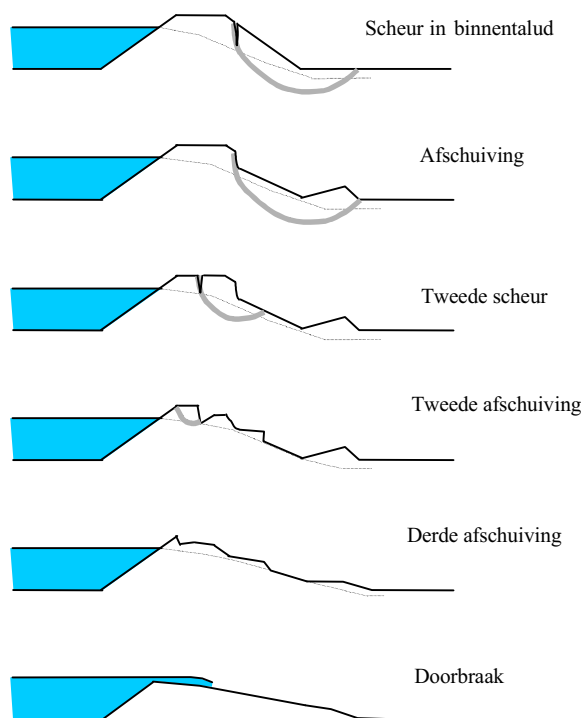
Als het intredepunt van de glijcirkel in de kruin van de dijk ligt, dan blijft een deel van het dijklichaam intact; er is sprake van bezwijken zonder falen. Door eventuele vervolgmecanismen kan de dijk wel doorbreken. Als vervolgmecanismen kunnen oppervlakte erosie door overslag, microinstabiliteit en tweede, kleinere afschuivingen optreden. Bij overslag wordt het gehavende binnentalud van de dijk verder geërodeerd door water dat over de kruin van de dijk slaat (hoofdstuk 3). Het binnentalud kan ook worden geërodeerd door water dat door de dijk sijpelt en op het binnentalud aan het oppervlak komt. Hierbij kan grond uit het dijklichaam worden weggespoeld (hoofdstuk 6). En als laatste kunnen tweede, kleinere afschuivingen plaatsvinden. Het restprofiel dat ontstaat na het optreden van de eerste afschuiving is niet zondermeer stabiel te noemen. Bij het intredepunt is een steil talud ontstaan dat langs een recht of een gebogen glijvlak voor een tweede keer kan afschuiven. Als bij de tweede afschuiving de kruin dusdanig wordt verlaagd dat de buitenwaterstand hoger ligt, dan zal het achterland onderlopen. Het stromende water zal het dijklichaam verder eroderen, waarna bresgroei optreedt. Als het resterende dijkprofiel hoger is dan de buitenwaterstand dan kunnen de vervolgmecanismen oppervlakte erosie door overslag en microinstabiliteit optreden.



Figuur 4.2: Intredepunt glijcirkel in de kruin

Als het intredepunt van de glijcirkel in het binnentalud van de dijk ligt, dan blijft een groot gedeelte van het dijklichaam intact. De dijk heeft nog niet gefaald. Wel kunnen de vervolgmecanismen zodanig zijn dat alsnog falen optreedt. De vervolgmecanismen die kunnen optreden zijn: microinstabiliteit, oppervlakte erosie van het binnentalud door overslag en tweede afschuivingen. Het resterende dijklichaam wordt langzaam aangetast totdat de dijk doorbreekt en bresgroei optreedt.

De situatie wordt na het optreden van een eerste afschuiving niet gunstiger of ongunstiger voor het mechanisme piping.



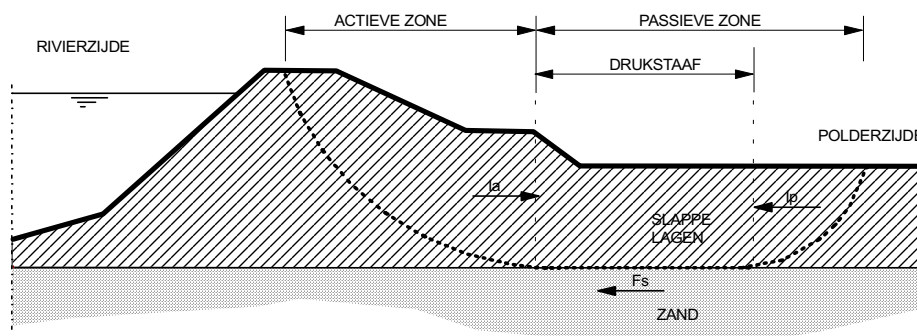
Figuur 4.3: Intredepunt glijcirkel in het binnentalud

De plaats van het intredepunt hangt, naast de geometrie, af van de waterspanningsopbouw en de dikte van het slappe lagen pakket. Op basis van ervaring kan het volgende worden afgeleid: Bij een dun slappe lagen pakket zal de cirkel niet zo diep gaan en is de kans groot dat deze daardoor in de kruin of het binnentalud begint. Bij een intredepunt in het buitentalud zijn namelijk de schuifspanningen langs het glijvlak en het tegenwerkende moment in verhouding groter geworden ten opzichte van het aandrijvende moment. Bij een dik slappe lagen pakket spelen de waterspanningen aan de onderzijde van het slappe lagenpakket een belangrijke rol. Als ten gevolge van de hoogwatergolf de waterspanningen alleen in de dijk worden verhoogd worden de maximaal opneembare schuifspanningen alleen in de bovenzijde kleiner. De cirkel zal relatief ondiep worden en waarschijnlijk in het binnentalud of de kruin insnijden. Als de waterspanningen ook aan de onderzijde van het slappe lagen pakket worden verhoogd, doordat de stijghoogte in de daaronder gelegen zandlaag stijgt met de hoogwatergolf, dalen de schuifspanningen onderin het slappe lagen pakket. Het intredepunt van de cirkel zal zich verplaatsen naar de buitenzijde van de dijk.

In Nederland volgt uit de adviespraktijk en opgetreden schadegevallen dat de kans op een binnenwaartse afschuiving met een intredepunt in de kruin of in het binnentalud van de dijk groter is dan de kans op een afschuiving met een intredepunt in het buitentalud. Voordat een afschuiving optreedt met een intredepunt in het buitentalud zal het talud dus waarschijnlijk al zijn afgeschoven met een intredepunt in de kruin of in het binnentalud.

Opdrijven

Bij opdrijven is sprake van een afschuiving over een gedeeltelijk recht en een gedeeltelijk gebogen glijvlak. Deze situatie kan zich voor doen in een gebied waar zich in de ondergrond een zandlaag (of het pleistocene pakket) bevindt in of onder een pakket van slappe lagen. Zulke ondergronden zijn voornamelijk te vinden in het westen van Nederland. De zandlagen staan veelal rechtstreeks in contact met rivieren en de stijghoogte is dus afhankelijk van de waterstand in de rivieren. Bij een hoge waterstand kan de waterdruk in de zandlaag dusdanig hoog worden dat het daarop rustende slappe lagen pakket wordt opgedrukt. De schuifweerstand tussen de zandlaag en het slappe lagen pakket wordt verminderd.



Figuur 4.4 Glijvlak bij opdrijven van het achterland

Uit observaties van bezwijkgevallen (bijvoorbeeld Streefkerk-Midden) en EEM berekeningen wordt aangenomen dat bij opdrijven het volgende bezwijkmechanisme optreedt [GD 2000]:

Vóór opdrijven, in een stabiele situatie, is de schuifweerstand over een groot deel van de actieve zone gemobiliseerd. In de passieve zone heerst geen of weinig plasticiteit. De schuifspanningen die de potentieel afschuivende grondmoot op de niet afschuivende grondmassa uitoefent, worden via deze laatste, eveneens door middel van schuifspanningen, naar het zandpakket afgedragen.

Bij hoge waterstanden daalt de schuifweerstand tussen de slappe lagen en het zand over een bepaalde lengte. Indien het slappe lagenpakket opdrijft gaat de schuifweerstand zelfs volledig verloren.

Hierdoor kan, vooral aan de passieve zijde, de schuifkracht afkomstig van de potentieel afschuivende grondmoot geen (of slechts een lagere) reactie op het zand vinden. De krachten moeten zich herverdelen, rekening houdend met de nieuwe randvoorwaarden voor het evenwicht. Schematiserend gebeurt het volgende: eerst wordt aan de actieve zijde alle resterende schuifweerstand aangesproken. Dit gaat gepaard met relatief kleine vervormingen. Indien de potentieel afschuivende grondmoot in de actieve zone geen evenwicht kan vinden, zal een horizontale kracht in de passieve zone moeten worden gemobiliseerd. Er ontstaat aldus een drukstaaf, die de benodigde horizontale kracht naar een meer polderwaarts gelegen gebied, buiten de opdrijfzone, overdraagt. De mobilisatie van deze laatste kracht gaat gepaard met relatief grote vervormingen.

Bij opdrijven kan de dijk dus afschuiven doordat er geen krachtenevenwicht heerst of bezwijken door te grote vervormingen. In het eerste geval ontstaat een volledig doorlopend bezwijkmechanisme, dat met een evenwichtsberekening kan worden gecontroleerd. In het tweede geval ontstaat er geen doorlopend bezwijkmechanisme, alleen de actieve zone is bezwiken.

Verlies van binnenwaartse macrostabiliteit door opdrijven is een bijzonder initiërend mechanisme van binnenwaartse macroinstabiliteit. Ook hier ontstaat eerst een scheur. Het intredepunt van de

afschuiving kan zowel in de kruin als op het binnen- en buitentalud liggen. Dezelfde (vervolg) mechanismen als in het voorgaande zijn vermeld kunnen hierna optreden.

4.3 Fasen en snelheid van falen

De volgende fasen kunnen bij het faaltraject van een dijk geïnitieerd door binnenwaartse macrostabiliteit worden onderscheiden:

- *verhoging waterspanningen*: De waterspanningen in de dijk kunnen stijgen door infiltratie via het buitentalud, infiltratie vanuit zandlagen in de ondergrond (incl. pleistocene pakket) en door neerslag.
- *ontstaan van een scheur*: Door de toegenomen waterspanningen in de ondergrond nemen de schuifspanningen af. Scheuren geven het intredepunt aan van een glijvlak waarlangs een grondmoot wil afschuiven.
- *verzakken van het maaiveld aan de binnenzijde van de scheur*: Het maaiveld aan de binnenzijde van de scheur verzakt. Dit proces verloopt in eerste instantie langzaam.
- *afschuiving*: Een gedeelte van het grondmassief schuift af. De eigenlijke afschuiving vindt plaats.
- *eventueel vervolgmecanisme (overslag, microinstabiliteit of tweede afschuiving)* Als de waterkering niet heeft gefaald kunnen vervolgmecanismen optreden waardoor het dijklichaam alsnog faalt.
- *kruinverlaging*
- *doorbraak*: na verloop van tijd is de bres zo groot geworden dat gesproken kan worden van een dijkdoorbraak

Het optreden en de snelheid van het bezwijken door macroinstabiliteit hangt van een aantal factoren af; waarvan de belangrijkste geometrie, waterspanningen en ondergrond zijn.

De opbouw van waterspanningen in een dijk wordt sterk bepaald door de wijze waarop de buitenwaterstand verloopt in de tijd, en de tijdschaal waarop deze variatie plaats vindt. De tijdschaal dient vergeleken te worden met de reactietijd van het geohydrologische systeem waar de dijk onderdeel van uit maakt. De belangrijkste componenten van dit systeem zijn de intreeweerstand ter plaatse van de rivierbodem, doorlatendheden van onder de dijk gelegen grondlagen, het grondwaterpeil aan de binnenzijde, de stijghoogten in de diepe zandlagen en de materiaaleigenschappen van de dijk zelf [GD 1994-2]. Aan het tijdsafhankelijk stabiliteits gedrag wordt op dit moment in verschillende Delft Cluster projecten aandacht besteed.

De dikte van het slappe lagen pakket is niet alleen van belang voor de waterspanningsopbouw in de dijk maar speelt ook een rol bij het opdrijven van het achterland. Daarnaast bepaalt de ondergrond mede de grootte van de afschuifvlak en het intredepunt van de glijcirkel.

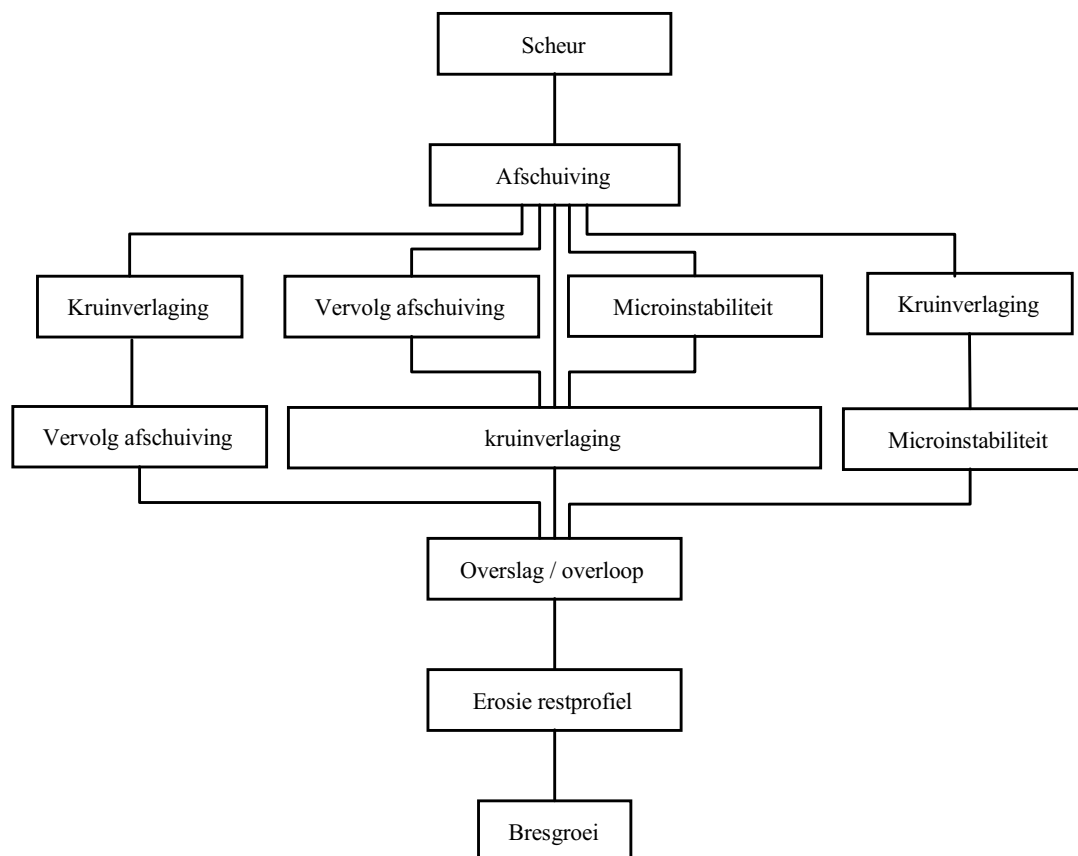
Verder zijn natuurlijk de geometrie en dijkopbouw van belang. Bij een flauw talud en / of een binnenberm wordt de kans op instabiliteit kleiner.

Maatregelen om binnenwaartse macroinstabiliteit te voorkomen zijn het toepassen van een binnendijkse berm. Ook na het optreden van een scheur en het optreden van kleine verzakkingen van

het maaiveld naast de scheur kan een lading zand binnendijks worden aangebracht om verder afschuiven van het binnentalud te voorkomen.

Om het opbouwen van waterspanningen in de dijk tegen te gaan kan een drain in de binnendijkse teen van de dijk worden gelegd.

De stabiliteit van een dijkprofiel kan ook vergroot worden door een geotextiel of een damwand aan te brengen.



Figuur 4.5: Stroomdiagram macrostabiliteit

4.4 Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte van binnenwaartse macrostabiliteit

4.4.1 Algemeen

In PC-Ring worden faalkansberekeningen per dijkvak gemaakt met behulp van het computerprogramma MPROSTAB. Dit rekenmodel is gebaseerd op de methode Bishop met gedraineerde grondsterkteparameters. Stochastische parameters zijn de schuifsterkteparameters, de freatische spanningen en waterspanningen in de diepere zandlagen. Het programma levert de faalkans per dijkvak ten aanzien van de afschuiving in de betreffende sectie, de betrouwbaarheidsindex en de gevoeligheidsfactoren m.b.t. schuifsterkteparameters en wateroverspanningen.

Het model gaat ervan uit dat afschuiven ook onmiddellijk falen inhoudt. Met andere woorden er wordt met geen enkele vorm van reststerkte rekening gehouden.

4.4.2 Verhoging waterspanningen

Waterspanningen in de tijd in een dijk kunnen worden berekend met een infiltratie model (bv. Seep/w) zoals deze zijn beschreven in hoofdstuk 3. De resultaten uit deze berekeningen kunnen worden gebruikt als invoer voor vervormings- en stabiliteitberekeningen.

4.4.3 Ontstaan van een scheur

Kleine geïsoleerde scheuren kunnen ontstaan door uitdrogen van de toplaag. Deze scheuren leiden niet tot een afschuiving. Grotere scheuren evenwijdig aan de kruin duiden op de ontwikkeling van een mogelijk afschuifvlak.

Beschikbare modellen

EEM modellen

Het ontstaan van scheuren kan worden gesimuleerd met een eindige elementen programma. De berekeningen moeten worden gemaakt op basis van aangenomen of berekende waterspanningen. Het moment van ontstaan van een scheur kan worden bepaald door de aanwezigheid van trekspanningen. Door voor deze situatie een c - ϕ reductie uit te voeren, wordt een M_{sf} factor berekend. Deze geeft aan hoeveel de cohesie en de wrijvingshoek nog kunnen worden gereduceerd voordat zeer grote verplaatsingen optreden (lees een afschuiving optreedt) en kan daarom worden gezien als een maat voor de reststerkte na het optreden van een scheur. De M_{sf} factor is afhankelijk van de geometrie en bodemopbouw.

Indicatieve berekeningen met PLAXIS geven aan dat bij een onveranderlijke freatische lijn de M_{sf} factor na het ontstaan van een scheur in veel gevallen groter is dan 1,1. Indien de waterspanningen in de dijk verder oplopen is de waarde van deze M_{sf} -factor lager. Een afschuiving zal in dat geval sneller optreden.

Praktijksituaties

Het ontstaan van scheuren komt tijdens hoogwater op de rivieren regelmatig voor. (Gerepareerde) scheuren in het wegdek evenwijdig aan de kruin kunnen voorbeelden zijn van scheuren die niet tot een afschuiving hebben geleid. Dergelijke scheuren kunnen echter ook ontstaan door ongelijke zetting van de dijk. Ook tijdens de hoogwaters van 1980, 1993 en 1995 zijn verschillende scheuren in de kruin aangetroffen.

Tijdens het hoogwater van 1993 zijn op enkele locaties scheuren ontstaan in het wegdek. Nabij de Nederhemertse brug is het binnentalud op twee plaatsen afgeschoven, op de ene plaats langs een diep, op de andere plaats langs een ondiep glijvlak. Het diepe glijvlak werd veroorzaakt door opdrukken van de binnendijkse afdekkende kleilaag, waardoor het binnentalud zijn steun verloor. Het ondiepe glijvlak werd veroorzaakt door verzadiging met regenwater en verweking van de teen [TAW 1993].

Ook tijdens en na het hoogwater in 1994 waren op verschillende locaties scheuren in de kruin te zien [TAW 1995]. Op deze locaties zijn noodmaatregelen getroffen om afschuiven van de dijk te voorkomen. Deze maatregelen hebben verder bezwijken en het falen van de dijk kunnen voorkomen.

Indicatie overgangskans

Dat een scheur niet altijd tot een afschuiving leidt kan worden geconcludeerd uit het feit dat na de genoemde hoogwaters meer scheuren dan afschuivingen zijn aangetroffen. Indien echter geen maatregelen genomen zouden zijn, hadden wellicht meer afschuivingen plaatsgevonden.

Uit bovenstaande berekeningen en praktijkgegevens kan worden afgeleid dat de overgangskans tussen een scheur in de dijk en een binnenwaartse afschuiving, bij gelijkblijvende freatische lijn in de dijk, klein is. Een eerste schatting (orde van grote) voor de overgangskans is 0,1 (kleidijk) en 0,25 (zanddijk). Indien de waterspanningen in de dijk verder oplopen wordt de kans op een afschuiving groter.

4.4.4 Afschuiving

Beschikbare Modellen

In de adviespraktijk wordt bij het toetsen van de macrostabiliteit meestal een evenwichtsmodel gebruikt. Het bekendste model is de glijcirkelmethode van Bishop. Deze tweedimensionale methode gaat uit van een momenten evenwicht over de gehele afschuifmoot en een verticaal krachteenwicht in afzonderlijke lamellen. Zoals in paragraaf 4.4.1 is vermeld, wordt de methode Bishop in MPROSTAB gebruikt om probabilistisch een faalkans voor een dijkvak te berekenen.

Het rekenmodel van Spencer gaat uit van rechte glijvlakken. De berekening resulteert in een evenwichtsfactor voor de stabiliteit van de grondconstructie. Als gebruik wordt gemaakt van een representatieve geometrie en grondparameters en de evenwichtsfactor kleiner wordt dan 1 (aandrijvende krachten zijn groter dan de tegenwerkende) vindt een afschuiving plaats.

Bij een eindige elementen methode wordt op elk punt in de grond een spanningstoestand bepaald. Vanwege het statisch onbepaalde karakter van een grondconstructie worden daarbij ook de vervormingen betrokken. De berekening met een eindige elementen methode geeft aan waar zich een glijvlak zal ontwikkelen (niet persé cirkelvormig) en geeft bovendien inzicht in spanningen en vervormingen in een grondmassief.

Zowel bij de eindige elementenmethode als andere eenvoudigere evenwichtsmodellen worden de waterspanningen opgelegd. Deze dienen met een ander model te worden bepaald. Er zijn geen gekoppelde infiltratie - stabiliteitmodellen.

Praktijksituaties

Tijdens de hoogwaters van 1980, 1993 en 1995 zijn enkele afschuivingen opgetreden zonder dat een polder onder water is gestroomd.

In het dijklichaam van de Wolpherensedijk te Gorinchem heeft zich eind 1979 een verzakking voorgedaan [TAW 1980]. De oorzaak betrof een combinatie van factoren. Genoemd worden een hoge rivierstand, breuk van een waterleiding in het dijklichaam, een recente dijkversterking en een extreem lage waterstand achter de dijk in het kanaal van Steenenhoek. De eerste drie genoemde factoren leiden tot grotere waterspanningen in het dijklichaam en afnemende schuifspanningen. Laatstgenoemde factor leidt tot afname van het tegenwerkende moment. Na de eerste afschuiving is een nieuw evenwicht gevonden. Het faaltraject is, mede door de korte duur van de hoogwatergolf, gestopt.

Tijdens hoogwater op de Oder in 1997 is op verschillende plaatsen in Polen en Duitsland de dijk doorgebroken. Het initiërend mechanisme wordt veelal niet vermeld. Op de internetpagina www.molnet.de/hochwasser/index.html wordt geschreven dat op drie plaatsen afschuivingen met een lengte variërend van 45 m tot 300 m zijn opgetreden. In alle drie de gevallen konden op tijd maatregelen worden genomen en is een dijkdoorbraak voorkomen. Daarnaast wordt melding gemaakt van het optreden van scheuren.

Afschuivingen worden niet altijd tijdens (extreem) hoge waterstanden waargenomen. Ook bij 'droge' tweede waterkeringen vinden afschuivingen plaats. Op donderdag 15 september 1994 is op een tweetal plaatsen langs de Westfriese Zeedijk te Sint Maarten, Noord-Holland het binnentalud afgeschoven. De oorzaak betrof een verhoging van de freatische lijn in de dijk door extreme neerslag.

De Nieuwe Zuider-Lingedijk ligt tussen de Alblasserwaard en de Tieler-Culemborgerwaard. Het talud aan de kant van de Tieler-Culemborgerwaard bezweek in juni 1998 (geen overbelasting door een hoogwatergolf). Geconstateerd werd dat zowel het vergroten van het aandrijvende moment als het verminderen van de sterkte van de dijk hebben kunnen leiden tot het bezwijken van de dijk. Het aandrijvende moment is vergroot door telkens aanbrengen van materiaal waarmee de dijk werd hersteld, door zwaar verkeer, door hevige regen waardoor het gewicht van de dijk kan zijn toegenomen. De sterkte van de dijk kan verminderd zijn door indringen van regen in scheuren, door toename van de stijghoogte onder de dijk en door verkneding ten gevolge van het steeds bewegen van de dijk. Tegen het talud van de dijk werd een steunberm aangebracht waardoor verder falen van de dijk achterwege is gebleven.

Indien een afschuiving heeft plaatsgevonden wil dat nog niet zeggen dat de dijk is doorgebroken. Alleen in het geval dat de cirkel in het buitentalud onder of vlak boven de buitenwaterstand aangrijpt kan water in de polder lopen. Overslag en overloop zorgen dan voor een groter gat in de dijk en bresgroei. Indien de dijk een zandkern bevat zal dit proces snel verlopen. Bij een kleikern verloopt de gat- en bresgroei langzamer. In Nederland volgt uit de adviespraktijk en opgetreden schadegevallen dat de kans op een binnenwaartse afschuiving met een intredepunt in de kruin of in het binnentalud van de dijk groter is dan de kans op een afschuiving met een intredepunt in het buitentalud. Uit de praktijksituaties blijkt dat er vaak nog voldoende tijd is om maatregelen te treffen nadat een eerste afschuiving heeft plaats gevonden.

In de adviespraktijk wordt rekening gehouden met het feit dat een afschuiving niet altijd tot falen van de waterkering leidt. Door middel van zonering wordt aangegeven hoe 'erg' een bepaalde afschuiving is. In de zonering wordt gesteld dat glijvlakken welke binnen een afstand van 1 x de kerende hoogte bij klei en 2 x de kerende hoogte bij zand, vanuit de kruin (minimaal 3,00 m) hun intredepunt hebben, moeten voldoen aan de hoogste (strengste) eisen. Glijvlakken die buiten dit gebied hun intredepunt hebben, worden verondersteld geen correlatie met hoog watert hebben en mogen voldoen aan minder strenge eisen. Op moment van dit schrijven vindt een herziening van de zoneringtheorie plaats.

4.4.5 Vervolgmechanismen Algemeen

Na het optreden van een afschuiving wordt een nieuwe evenwichtssituatie gecreëerd. Aan de bovenzijde van het talud is de bekleding verdwenen en is het kernmateriaal zichtbaar. Dit staat in eerste instantie onder een bijna verticaal talud. Vervolgmechanismen kunnen verdere schade aan een dijk veroorzaken. Voor de beschrijvingen van de vervolgmechanismen wordt vaak aangenomen dat de

afschuivende grondmoot tot rust komt en opnieuw een evenwicht vindt wanneer het aanvankelijke hoogteverschil tussen de kruinhoogte en het oorspronkelijk maaiveld is gehalveerd. Waarschijnlijk schuift de moot grond minder ver af, doordat er altijd wel een weerstandbiedende kracht overblijft. Dit blijkt wel uit opgetreden afschuivingen waar de afschuifhoogte meestal maximaal 1 à 2 m bedraagt. De belangrijkste vervolgmechanismen die kunnen optreden zijn:

- schade door ‘tweede’ afschuiving
- schade door microinstabiliteit (bij een zandkern)
- schade door overslag

Overigens zijn er weinig praktijkgevallen van schade door vervolgmechanismen bekend. Dit kan betekenen dat:

- De dijk geen reststerkte heeft en direct na een afschuiving faalt. Aangezien er wel afschuivingen worden waargenomen die niet tot falen van de waterkering hebben geleid, valt dit alternatief af.
- De dijk nooit doorbreekt door binnenwaartse macroinstabiliteit als het intredepunt in het binnentalud of de kruin ligt. Er ontstaat na een eerste afschuiving altijd een nieuwe evenwichtssituatie zonder dat de dijk faalt. De dijk heeft veel reststerkte.
- De hoogwatergolf duurt niet lang genoeg om vervolgmechanismen te initiëren.
- Na het optreden van een scheur of eerste afschuiving worden altijd voldoende maatregelen getroffen zodat geen vervolgmechanismen meer optreden. Dit betekent dat in gevallen waarbij scheuren en eerste afschuivingen niet worden opgemerkt dijkdoorbraken ten gevolge van macroinstabiliteit optreden.

4.4.6 Vervolgschade door tweede afschuiving

Zoals opgemerkt wordt na het optreden van een afschuiving een nieuwe evenwichtssituatie gecreëerd. Bij gelijkblijvende waterspanningen in de dijk is het niet waarschijnlijk dat een ‘grote’ vervolgschuiving optreedt. Er is immers door de eerste afschuiving een nieuw evenwicht bij de aanwezige spanningen opgetreden. Kleine afschuivingen van het steile talud boven in de kruin van de dijk kunnen wel optreden. Het materiaal schuift af, waarschijnlijk onder een natuurlijk talud.

Beschikbare modellen

Dezelfde modellen als zijn beschreven in paragraaf 4.4.4 zijn ook beschikbaar voor een bepaling van het optreden van een tweede afschuiving. In het hiernavolgende zijn enkele indicatieve berekeningen uitgevoerd.

Een indicatie van de kans op een tweede afschuiving is bepaald door PLAXIS en MSTAB berekeningen. Voor alle berekeningen is een afgeschoven geometrie geschematiseerd, waarvan de stabiliteit is berekend.

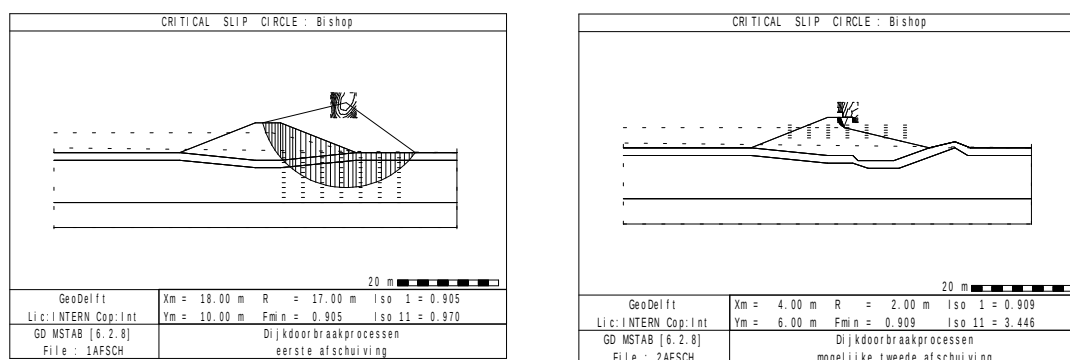
MSTAB

Het berekende dijkprofiel is een kleidijk opgebouwd uit dijksmateriaal. Zowel het binnen- als het buitentalud hebben een helling van 1:2,5. De dijk ligt op een 1,5 m dikke kleilaag. Tussen deze kleilaag en het diepe zand bevindt zich veen. De bovenkant van het diepe zand ligt op 10 m beneden het oorspronkelijk

maaiveld. De freatische lijn ligt ter plaatse van de kruin op +4m en loopt af naar maaiveldniveau ter plaatse van de teen van de dijk. De stijghoogte in het diepe zand ligt ter plaatse van de kruin op +0,5 m.

De stabiliteit van het oorspronkelijke profiel is met de methode Bishop bepaald om de ligging van de glijcirkel te bepalen. Aan de hand van deze glijcirkel is een evenwichtsprofiel na het optreden van de eerste afschuiving vastgesteld. Hiervan zijn opnieuw stabiliteitsberekeningen gemaakt. Van beide berekeningen is de maatgevende glijcirkel in onderstaande figuur gegeven.

Van de afgeschoven geometrie zijn ook berekeningen gemaakt voor een zanddijk. De kern van de dijk bestaat hier uit zand ($\phi=30$, $c=0$) afgedekt met een circa 1 m dikke toplaag van klei. De geometrie van deze zanddijk is in onderstaande figuur gegeven.



Figuur 4.6: glijcirkels berekende geometrien

De tweede afschuiving ligt geheel in het dijksmateriaal. Om enig inzicht te krijgen in het optreden van een tweede afschuiving is met de materiaaleigenschappen van de klei in de dijk gevarieerd. In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de verschillende berekeningen. De stabiliteit is afhankelijk van zowel de hoek van inwendige wrijving, het volume gewicht en de cohesie, De laatstgenoemde heeft de grootste invloed. De minimale evenwichtsfactoren liggen bij een kleidijk rond de 1,0. Bij een zanddijk liggen de evenwichtsfactoren iets lager, rond de 0,78

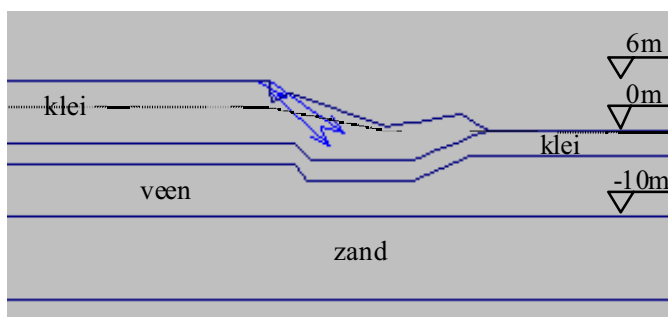
γ	ϕ	c	Fmin	
			zanddijk	kleidijk
17.5	25	3	0.75	0.95
17.5	25	4	0.80	1.11
17.5	27.5	4	0.79	1.16
19	25	3	0.74	0.91

Tabel 4.1: resultaten berekeningen MSTAB

De evenwichtsfactor wordt hierbij gedefinieerd als de waarde waardoor de rekenwaarden van de sterkte van de door het glijvlak doorsneden grondlagen gedeeld moet worden voor het verkrijgen van een labiele evenwichtssituatie.

PLAXIS

Eenzelfde exercitie als hierboven is beschreven is ook met het computerprogramma PLAXIS uitgevoerd. De Msf factor, de factor waarmee de sterkte-eigenschappen van de grond kunnen worden gereduceerd voordat zeer grote vervormingen optreden, is voor een afgeschoven geometrie bepaald. De geometrie is in onderstaande figuur getekend.



Figuur 4.7: Geometrie en verplaatsingen PLAXIS berekening

De bodem is als volgt opgebouwd: Vanaf maaiveld ligt een 3 m dikke toplaag van klei. Tussen deze kleilaag en de diepe zandlaag komt veen voor. Het diepe zand is aangenomen vanaf 10 m onder maaiveld.. De freatische lijn in de dijk ligt op + 2,5 m. Naast de dijk ligt de freatische lijn op maaiveldniveau. De stijghoogte in het diepe zand ligt gemiddeld op +2 m.

Bij een tweede afschuiving zijn vooral de eigenschappen van de toplaag en kernmateriaal van belang. Om een indicatie te geven van de invloed van de verschillende grondmechanische eigenschappen van het kernmateriaal op de stabiliteit zijn een aantal berekeningen gemaakt. De resultaten van de berekeningen staan in onderstaande tabel.

γ	ϕ	c	E	Msf
17	27.5	5	2500	0.98
17.5	27.5	2	2500	0.70
17.5	25	5	2500	0.94
19	27.5	5	2500	0.93
17.5	27.5	5	3500	0.94

Tabel 4.2: Resultaten PLAXIS berekeningen

Ook uit de PLAXIS berekeningen volgt dat met name de cohesie een grote invloed heeft op het optreden van een tweede afschuiving. Het volumegewicht en de hoek van inwendige wrijving spelen een kleinere rol. De Msf factor ligt rond de 0,95. De Msf factor is de factor waarmee de sterkte van de grond wordt gereduceerd totdat doorgaande vervormingen (bezwijken) optreedt. Deze definitie komt vrijwel overeen met de evenwichtsfactor van de Bishop analyse. De achterliggende rekenmodellen zijn echter verschillend. Uit onderzoek blijkt dat verhouding van de stabiliteitsfactoren met Bishop (gedraineerd) en PLAXIS (MC model) variëren tussen de 0,91 en 1,08 [GD 1999-3]

Indicatie overgangskans

Voor een kleidijk betekent het dat op grond van bovenstaande berekeningen, bij gelijkblijvende waterspanningen, een redelijke kans bestaat voor het optreden van een tweede afschuiving. Voor zanddijken is die kans groter. Zand heeft immers minder cohesie dan klei. Uit de indicatieve berekeningen met MSTAB volgt ook een lagere evenwichtsfactor voor de stabiliteit van een zanddijk. Uit de berekeningen volgt ook dat de tweede afschuiving, klein is en alleen in het bovenste steile gedeelte van het afschuifvlak zal plaatsvinden. Een betere benadering van overgangskans kan met een afgeschoven geometrie in een MProstab berekening worden verkregen.

Als de waterspanningen in de dijk toenemen neemt de kans op een vervolgafschuiving toe. Afhankelijk van de plaats van het intredepunt van de vervolgafschuiving wordt de kruinhoogte door een tweede afschuiving aangetast. Indien de kruinhoogte door vervolgafschuiving(en) zodanig is verlaagd dat water over de dijk stroomt veroorzaakt overslaand water verdere schade aan de dijk. Voor een beschrijving van overslag wordt verwezen naar het voorgaande hoofdstuk 3.

4.4.7 Vervolgschade door microinstabiliteit

Indien de kruinhoogte van een kleidijk na het optreden van een afschuiving niet is aangetast, er geen tweede afschuiving plaatsvindt en er geen overslag optreedt zal het faaltraject waarschijnlijk stoppen. Microinstabiliteit speelt bij een kleidijk immers een te verwaarlozen rol.

Indien de dijk een zanddijk betreft en de freatische lijn zodanig hoog ligt dat water na de afschuiving uit de dijk kan treden, kan microinstabiliteit verdere schade aan de dijk veroorzaken. Na de voorafgaande afschuiving is een deel van het buitentalud afgeschoven waardoor de zandkorrels gemakkelijk kunnen afschuiven. Deze vorm van microinstabiliteit kan worden getoetst aan de evenwichtsvoorwaarden uit hoofdstuk 6. Indien microinstabiliteit optreedt kan de mogelijkheid van een kruinverlaging worden bepaald door het restprofiel te vergelijken met het minimaal benodigde profiel (e.e.a. zoals in hoofdstuk 6 is beschreven).

Een dergelijke hoogte van de freatische lijn (minder dan 2 m onder de kruin) treedt alleen op bij een langdurige hoge buitenwaterstand. Waarschijnlijk veroorzaakt overslag bij zo'n hoge waterstand eerder schade aan de dijk dan microinstabiliteit. Beide mechanismen kunnen elkaar natuurlijk wel versterken.

4.4.8 Vervolgschade door overslag

Na een afschuiving is de bekleding gedeeltelijk van de dijk afgeschoven. Indien overslag of overloop optreedt heeft het overslaande water vrij spel met het kernmateriaal. Indien het kernmateriaal uit zand

bestaat, is weinig water nodig om de dijk verder aan te tasten. Erosie van een kleikern zal alhoewel minder, ook snel optreden.

Voor een uitgebreide beschrijving van vervolgmechanismen door overslag of overloop wordt naar hoofdstuk 3 verwezen.

4.4.9 Opdrijven

Beschikbare modellen

In het kader van het Delft Cluster project Actuele Sterkte van Rivierdijken zijn in de geotechnische centrifuge van GeoDelft modelproeven uitgevoerd naar het opdrijfmechanisme. Tijdens de proeven zijn de deformaties en waterspanningen gemeten. Aan de hand van deze gegevens zijn berekeningen uitgevoerd met Mstab en PLAXIS. Uit de resultaten blijkt dat de gevonden bezwijkvormen en veiligheden vrij goed overeenkomen met de modelproeven. Tevens wordt geconcludeerd dat het resultaat erg gevoelig is voor de in de berekening aangenomen waterspanning in de dijk [GD 2001].

De beproefde dijk in de geocentrifuge heeft in werkelijkheid een kruinhoogte van 5,83 m boven maaiveld. Het binnentalud heeft een helling van 1:1,91. Aan de binnenzijde ligt een berm met een breedte van 7,12 m en een hoogte van 1,25 m. Op circa 20 m uit de teen van de dijk is een sloot aanwezig. De dijk bestond uit Spesswhite klei, de slappe lagen waren uitgevoerd van klei uit de Oostvaardersplassen. Deze laatste klei is zeer homogeen zodat de effecten door heterogeniteit tijdens de proef worden geminimaliseerd. Twee proeven met verschillende dikten van het slappe lagen pakket, 5 m en 8 m, zijn uitgevoerd en nagerekend met Mstab en PLAXIS.

Mstab

Bij de Mstab berekeningen is de geometrie geschaald naar het niveau waarbij in de modelproef het eerste glijvlak is ontstaan. De waterspanningen zoals deze zijn gemeten tijdens de proef zijn daarbij opgelegd. De gebruikte materiaaleigenschappen van de klei zijn bepaald op basis van triaxiaalproeven. Voor het zand is een hoek van inwendige wrijving van 30° en een cohesie van 0 kN/m^2 gebruikt.

Zowel berekeningen met het Bishop model als met het LiftVan model zijn uitgevoerd. In onderstaande tabel zijn de berekende maatgevende evenwichtsfactor (soort veiligheidsfactor) voor de verschillende berekeningen gegeven. Het maatgevende glijvlak loopt bij de proeven met een slappe lagenpakket van 5m over de zandlaag.

dikte slappe lagenpakket	evenwichtsfactor	
	Bishop	LiftVan
5 m (proef 1)	1,146	1,00
8 m (proef 2)	0,93	1,032

Tabel 4.3: Resultaten opdrijfberekeningen

Bij proef 1 komt de berekende veiligheidsfactor tegen opdrijven goed overeen met het proefresultaat. Tijdens de proef is echter geen passief glijvlak gevormd en was de verschuiving over de zandlagen beperkt. Voor proef 2 geldt dat het Bishop glijvlak een lagere veiligheid heeft dan het glijvlak bepaald volgens de methode LiftVan. Daarnaast is de lengte van de staaf, tussen het passieve en actieve glijvlak, bij de berekening groter dan in de modelproef.

PLAXIS

De berekeningen in PLAXIS zijn uitgevoerd met dezelfde stappen met tussenliggend consolidatie als tijdens de proeven. Daarbij is voor de kleilagen gebruik gemaakt van het Soft Soil Model. Materiaaleigenschappen zijn gebaseerd op samendrukkingsproeven. Voor het zand is het Mohr-Coulomb model toegepast.

De berekeningen bij een slappe lagenpakket van 5 m en 8 m geven voor wat betreft het actieve glijvlak een goede benadering van de modelproeven. Het passieve glijvlak wordt in de berekeningen niet teruggevonden. Helaas zijn aan het eind van de berekeningen geen c - ϕ reducties uitgevoerd om een indruk van de reststerkte te verkrijgen.

4.4.10 Terugscheidende erosie

Nadat een afschuiving is opgetreden en eventueel vervolgmecanismen voor kruinverlaging en overslag hebben gezorgd, treedt terugscheidende erosie op. Hierop is reeds ingegaan.

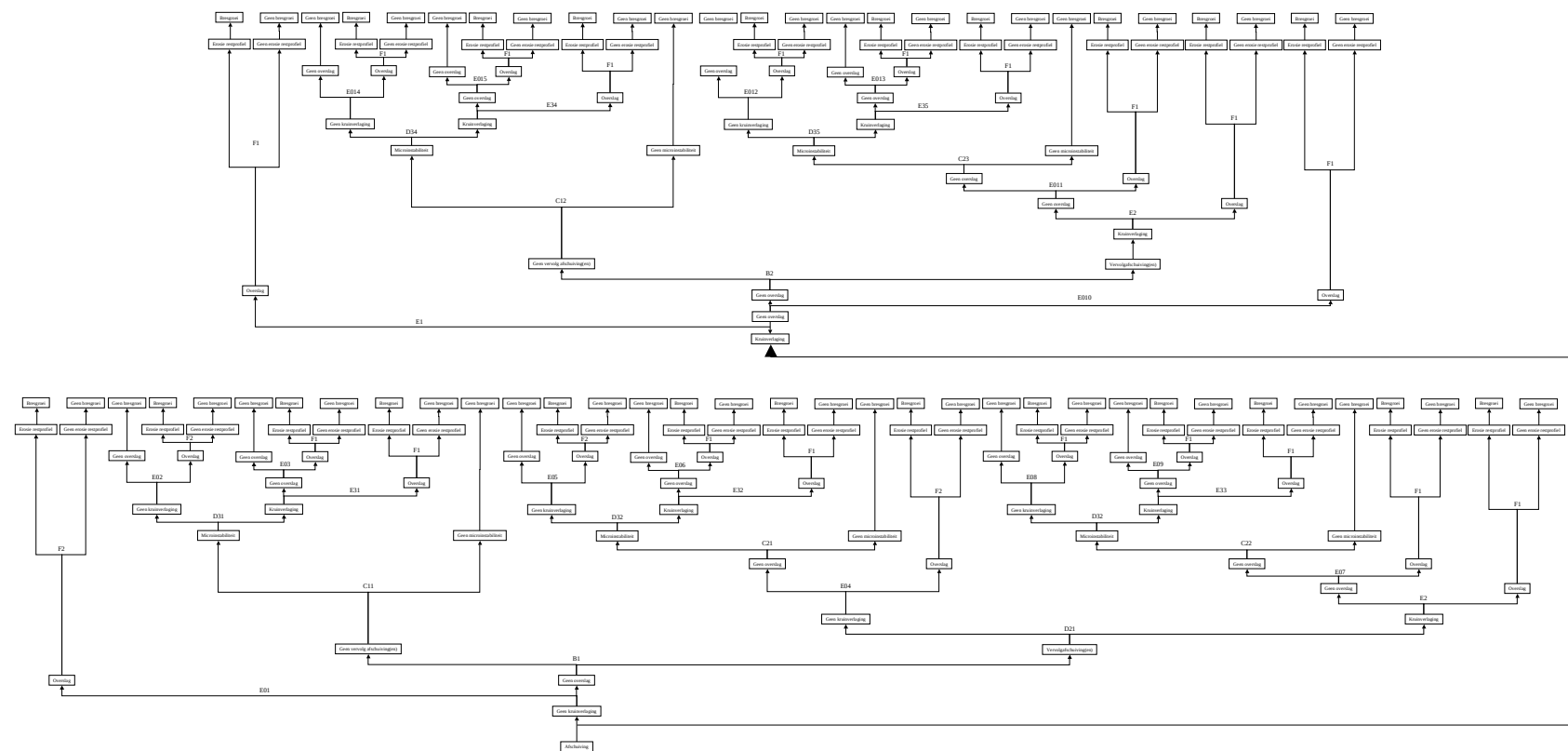
4.5 Overzicht en conclusies

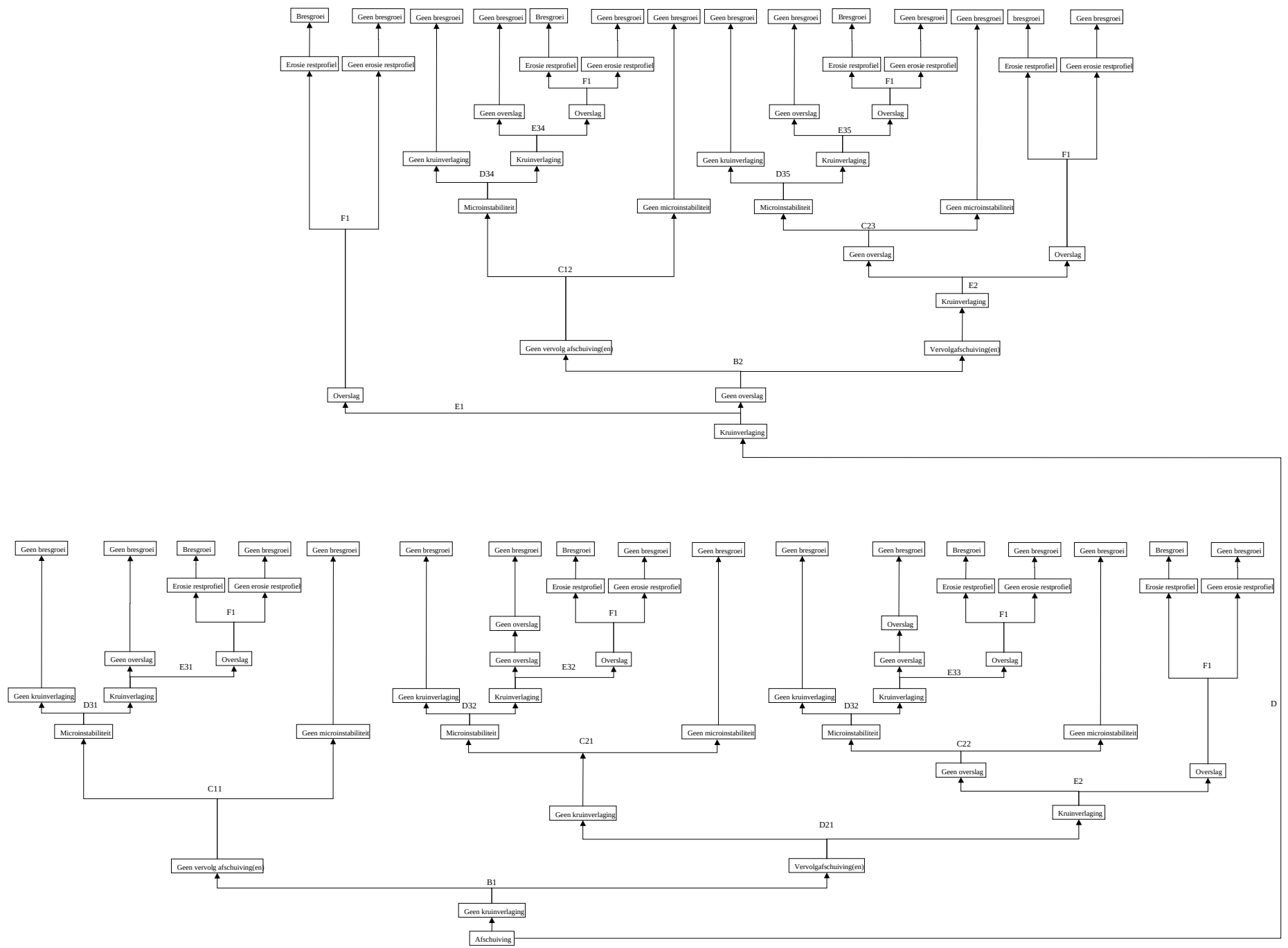
Er is sprake van macroinstabiliteit als grote delen van het grondmassief afschuiven langs rechte of gebogen glijvlakken. Zoals de naam macroinstabiliteit al aangeeft is de oorzaak van de afschuiving een verlies van evenwicht.

In de volgende figuren is door middel van gebeurtenisbomen het faalmechanisme binnenwaartse macroinstabiliteit verder uitgewerkt. De gebeurtenisboom kan in twee gedeelten worden opgesplitst. Het eerste (onderste) gedeelte volgt op een afschuiving na een scheur in de kruin of het binnentalud terwijl het tweede (bovenste) gedeelte volgt op een afschuiving na een scheur in het buitentalud. Kruinverlaging treedt direct op nadat een afschuiving met insteek in het buitentalud heeft plaatsgevonden. Elke vervolgafschuiving leidt tot verdere kruinverlaging.

Als na een binnenwaartse macroinstabiliteit overslag optreedt door een stijgende buitenwaterstand wordt de reststerktefaalkans groter. In de eerste gebeurtenisboom is overslag door een stijgende buitenwaterstand meegenomen (mechanisme E01-E015). Er zijn geen modellen beschikbaar om deze conditionele overgangskansen vast te stellen. Ook zijn er geen praktijksituaties bekend van het falen van een waterkering door een combinatie van macroinstabiliteit en overslag door stijgende buitenwaterstand. Dat wil niet zeggen dat in de praktijk dergelijke situaties niet voorkomen. Vermoedelijk wordt het falen van een waterkering in dat geval aan één van de twee mechanismen toegeschreven. Voor de analyse van de dominante mechanismen is geen rekening gehouden met overslag door stijgende buitenwaterstand (E01-E015=0). In de tweede gebeurtenissenboom is geen rekening gehouden met een stijgende buitenwaterstand. Onderzoek is nodig om het belang van de conditionele overgangskansen van overslag door een stijgende buitenwaterstand na het optreden van een binnenwaartse macroinstabiliteit vast te stellen.

In onderstaande tabel zijn de indicatieve (geschatte) overgangskansen, alsmede beschikbare modellen en praktijksituaties van de mechanismen gegeven. Ook hier geldt dat het tijdsaspect niet is meegenomen in de schatting van de overgangskansen maar weldegelijk van invloed is.





Mec h.	afhankelijk van	beschikbare modellen	praktijkvoor- beelden	indicatie overgangskans ¹			
				zanddijk		kleidijk	
A ²	geometrie (berm, taludhelling, sloot, hoogte h, b) ondergrond, kernmateriaal	PLAXIS, MSTAB, MLIFT en andere evenwichtsmodellen	diverse praktijk-voorbeelden en laboratorium-proeven	0.25	+	0.5	-
B1, B2	geometrie afgeschoven talud, kernmateriaal	PLAXIS, MSTAB en andere evenwichtsmodellen		0.25 - 0.75	+	0.25 - 0.75	-
C1	buitenbekleding, drain in binnenteen, kernmateriaal, duur hoogwatergolf	zie hoofdstuk 7 microinstabiliteit		0 - 0.5	-	0 - 0.05	+
C2				0 - 0.25	-	0 - 0.025	+
D1	kruinbreedte, grote eerste afschuiving	MSTAB, MProstab, PLAXIS		0 - 1	+	0 - 1	+
D2	hoogte en breedte waterkering; restprofiel; kernmateriaal	MSTAB, MProstab, PLAXIS		0.25 - 0.75	+	0.25-0.75	+
D3	Kernmateriaal; geometrie restprofiel; waterspanningen	controle restprofiel (niet gevalideerd)		0 - 0.3	0	0 - 0.075	0
E1, E2	karakteristieken hoogwatergolf kruinhogte	voorspellingsmodel-len buitenwaterstand		0.1 - 0.9	+	0 - 0.9	
E3				0 - 0.25	+	0 - 0.25	
F1	eigenschappen kernmateriaal	zie hoofdstuk 3 overslag / overloop		0.8 - 1.0	-	0.6 - 1.0	-
F2	eigenschappen kernmateriaal	zie hoofdstuk 3 overslag / overloop		0.8 - 1.0	o	0.6 - 1.0	-

A Afschuiving
 B1 Vervolgaftschuivingen
 B2 Vervolgaftschuivingen na kruinverlaging
 C1 Microinstabiliteit na eerste afschuiving
 C2 Microinstabiliteit na vervolgaftschuivingen
 D1 Kruinverlaging na eerste afschuiving
 D2 Kruinverlaging na vervolgaftschuivingen
 D3 Kruinverlaging na microinstabiliteit

E0 Overslag door stijgende buitenwaterstand
 E1 Overslag na kruinverlaging door 1e afschuiving
 E2 Overslag na kruinverlaging door vervolgaftschuivingen
 E3 Overslag na kruinverlaging door microinstabiliteit
 F1 Erosie restprofiel na kruinverlaging
 F2 Erosie restprofiel

¹ + blijkt uit praktijkgevallen / proefsituaties, een goede schatting is mogelijk op basis van ervaring en / of berekeningen

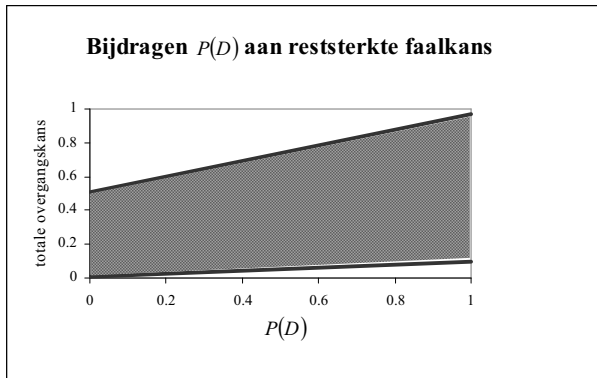
o redelijke schatting op basis van aanwijzingen, bijvoorbeeld berekeningen;
 - schatting zonder duidelijke aanwijzingen.

² Primaire mechanisme. Draagt niet bij aan reststerkte

Tabel 4.4 Overzichtstabel macrostabiliteit scheur kruin en bimentalud

PC Ring beschouwt het optreden van een afschuiving als het falen van de waterkering. De kans op een afschuiving wordt berekend met het model MPROSTAB. In het model kunnen onzekerheden met betrekking tot sterkte parameters en de gebruikte Bishop methode worden weergegeven. Voor bepaling van de reststerktefaalkans tussen primair bezwijken en het falen van de waterkering zijn geen probabilistische modellen bekend. Gezien de schadegevallen wordt verwacht dat na het optreden van het primaire bezwijkmechanisme van macroinstabiliteit nog veel reststerkte te verwachten is. Reststerkte wordt vooral verwacht bij de reststerkte componenten tussen primair bezwijken en het optreden van een kruinverlaging. Indien de gebeurtenissenboom met de indicatieve overgangskansen wordt doorerekend, wordt een reststerktefaalkans tussen de 0,05 en 0,97 berekend voor zanddijken en een reststerkte faalkans tussen de 0,07 en 0,97 voor kleidijken. Het tijdsaspect, dat in de meeste modellen buiten beschouwing wordt gelaten, speelt naar verwachting een grote rol bij falen van een kering door binnenwaartse macroinstabiliteit.

In de hiernavolgende figuren is de invloed van verschillende mechanismen op de reststerktefaalkans weergegeven. De afgebeelde figuren zijn geldig voor een zanddijk. Voor kleidijken geldt hetzelfde principe.



Figuur 4.8 Bijdrage overgangskans van locatie afschuiving in het dwarsprofiel: $P(D)=0 \rightarrow$ afschuiving snijdt in de kruin of binnentalud, $P(D)=1 \rightarrow$ afschuiving snijdt in het buitentalud

Indien de afschuiving in het buitentalud intreedt $P(D) = 1$ volgt een geschatte reststerkte faalkans van 0,1 à 1,0. Als de afschuiving in de kruin of het binnentalud intreedt wordt een reststerkte faalkans geschat van 0,01 à 0,50.

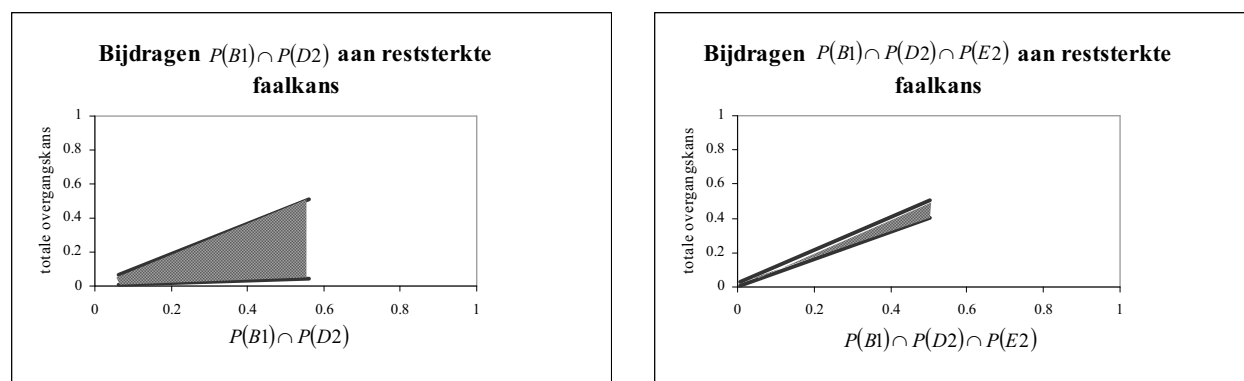
De kans op bresgroei, $P(\text{Bresgroei})$, nadat een afschuiving heeft plaatsgevonden die niet in het buitentalud insnijdt en zonder stijgende buitenwaterstand, kan worden aangegeven met de volgende relatie:

$$\begin{aligned}
 P(\text{Bresgroei}) &= P(\text{Bresgroei};1) \cup P(\text{Bresgroei};2) \cup P(\text{Bresgroei};3) \cup P(\text{Bresgroei};4) \\
 &= (P(\overline{D}) \cap P(\overline{B1}) \cap P(C11) \cap P(D31) \cap P(E31) \cap P(F1)) \cup \\
 &\quad (P(\overline{D}) \cap P(B1) \cap P(\overline{D21}) \cap P(C21) \cap P(D32) \cap P(E32) \cap P(F1)) \cup \\
 &\quad (P(\overline{D}) \cap P(B1) \cap P(D21) \cap P(\overline{E2}) \cap P(C22) \cap P(D32) \cap P(E33) \cap P(F1)) \cup \\
 &\quad (P(\overline{D}) \cap P(B1) \cap P(D21) \cap P(E2) \cap P(F1))
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

De relatie bestaat uit vier componenten. De bijdragen van de vier verschillende componenten zijn in onderstaande tabel aangegeven. $P(Bresgroei;4)$, waarbij na een eerste afschuiving vervolgafschuivingen leiden tot overslag en bresgroei is de dominante component. Hierin is het mechanisme van vervolgafschuivingen die tot voldoende kruinverlaging leiden zodat overslag optreedt belangrijk. Onderzoek naar de omstandigheden waaronder dit mechanisme plaatsvindt kan de reststerktefaalkans aanzienlijk verkleinen. De kans op vervolgafschuivingen kan worden bepaald door de stabiliteit van een afgeschoven geometrie met het programma MPROSTAB te berekenen.

	Zanddijk	kleidijk
$P(Bresgroei;1)$	0 – 0,02	0 – 0,02
$P(Bresgroei;2)$	0 – 0,003	0 – 1E-5
$P(Bresgroei;3)$	0 – 0,003	0 – 0,001
$P(Bresgroei;4)$	0,005 – 0,5	0 – 0,2
$P(Bresgroei)$	0,005 – 0,5	0 – 0,2

Tabel 4.5 Kans op bresgroei indien afschuiving in het buitentalud insnijdt, $P(D) = 0$



Figuur 4.9 Bijdragen van overgangskansen voor het optreden van vervolgafschuivingen die tot kruinverlaging leiden (links) en vervolgafschuivingen die tot kruinverlaging en overslag leiden (rechts) bij $P(D) = 0$

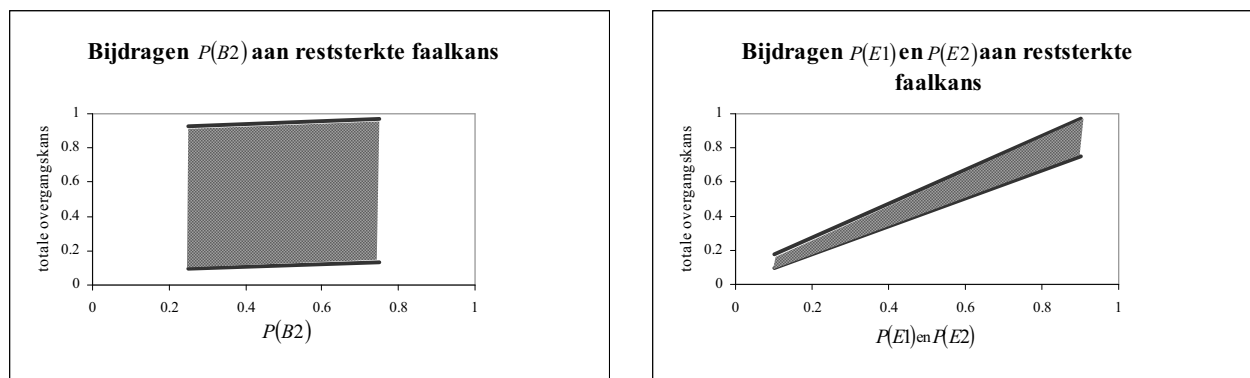
Als de afschuiving in het buitentalud insnijdt, $P(D) = 1$, kan de volgende relatie bij een constante buitenwaterstand worden afgeleid.

$$\begin{aligned}
P(\text{Bresgroei}) &= P(\text{Bresgroei};5) \cup P(\text{Bresgroei};6) \cup P(\text{Bresgroei};7) \cup P(\text{Bresgroei};8) \\
&= P(D \cap E \cap F1) \cup P(D \cap \bar{E1} \cap \bar{B2} \cap C12 \cap D34 \cap E34 \cap F1) \cup \\
&\quad P(D \cap \bar{E1} \cap B2 \cap \bar{E2} \cap C23 \cap D35 \cap E35 \cap F1) \cup \\
&\quad P(D \cap \bar{E1} \cap B2 \cap E2 \cap F1)
\end{aligned} \tag{4.2}$$

Ook deze relatie bestaat uit vier componenten. De bijdragen van de vier verschillende componenten zijn in onderstaande tabel aangegeven. $P(\text{Bresgroei};5)$ en $P(\text{Bresgroei};8)$ zijn de dominante componenten. Het betreft componenten waarbij een eerste afschuiving direct tot overslag leidt en waarbij na de eerste afschuiving één of meerdere vervolgafschuivingen tot overslag en bresgroei leiden. Onderzoek naar de omstandigheden waaronder de mechanismen $P(E1)$ en $P(E2)$ plaatsvinden kan de reststerktefaalkans aanzienlijk verkleinen. De kans op vervolgafschuivingen kan worden bepaald door de stabiliteit van een afgeschoven geometrie met het programma MPROSTAB te berekenen.

	zanddijk	kleidijk
$P(\text{Bresgroei};5)$	0,08 – 0,9	0,06 – 0,9
$P(\text{Bresgroei};6)$	0 – 0,03	0 – 0,003
$P(\text{Bresgroei};7)$	0 – 0,008	0 – 0,0008
$P(\text{Bresgroei};8)$	0,002 – 0,6	0,002 – 0,6
$P(\text{Bresgroei})$	0,1 – 1	0,07 – 1

Tabel 4.6 Kans op bresgroei indien
afschuiving in het buitentalud insnijdt,
 $P(D) = 1$



Figuur 4.10 Bijdragen overgangskans deelmechanismen aan reststerkte faalkans macroinstabiliteit en kruinverlaging door eerste afschuiving

De kans dat microinstabiliteit als vervolgmecanisme tot falen van de waterkering leidt wordt niet groot geacht. De kans dat overslag optreedt nadat een kruinverlaging heeft plaatsgevonden en de kans dat daarna werkelijk een bres ontstaat wordt bij het faalmechanisme overslag berekend.

5 Afschuiving buitentalud, buitenwaartse macrostabiliteit

5.1 Algemeen

Zoals in het vorige hoofdstuk is beschreven, is er sprake van macroinstabiliteit als grote delen van het grondmassief afschuiven langs rechte of gebogen glijvlakken. In dit hoofdstuk wordt aandacht besteed aan de macroinstabiliteit aan de buitenzijde van een dijk.

De oorzaak van macro-instabiliteit is een verlies van evenwicht. Dit evenwicht kan, net als bij de binnenwaartse stabiliteit, verloren gaan door een toename van het aandrijvende moment, bijvoorbeeld verkeer op de dijk, door een afname van het tegenwerkende moment, bijvoorbeeld door het uitbaggeren van de rivier, of door een afname van de schuifspanningen in de ondergrond als gevolg van toenemende waterspanningen.

In deze studie wordt alleen aandacht besteed aan het verlies van evenwicht als gevolg van toegenomen waterspanningen. Bij de toetsing van waterkeringen worden twee situaties bekeken die een toename van de waterspanningen tot gevolg hebben: het optreden van een hoogwatergolf of het optreden van hevige neerslag. Buitenwaartse macroinstabiliteit door een hoogwatergolf treedt op bij daling van de buitenwaterstand.

Doordat buitenwaartse macroinstabiliteit optreedt onder omstandigheden waarbij niet direct gevaar is voor overstroming van het achterland wordt in deze studie alleen de fenomeenbeschrijving gegeven. Er wordt niet ingegaan op reststerkte van de waterkering na primair bezwijken. Aangenomen wordt dat de kans op een tweede hoogwatergolf nadat een eerste hoogwatergolf is opgetreden zodanig klein is dat de overgangskans tussen primair bezwijken door buitenwaartse macroinstabiliteit en een dijkdoorbraak verwaarloosbaar klein is. Wel wordt in het kort aangegeven op welke manier reststerkte kan worden beschreven.

5.2 Mechanisme beschrijving

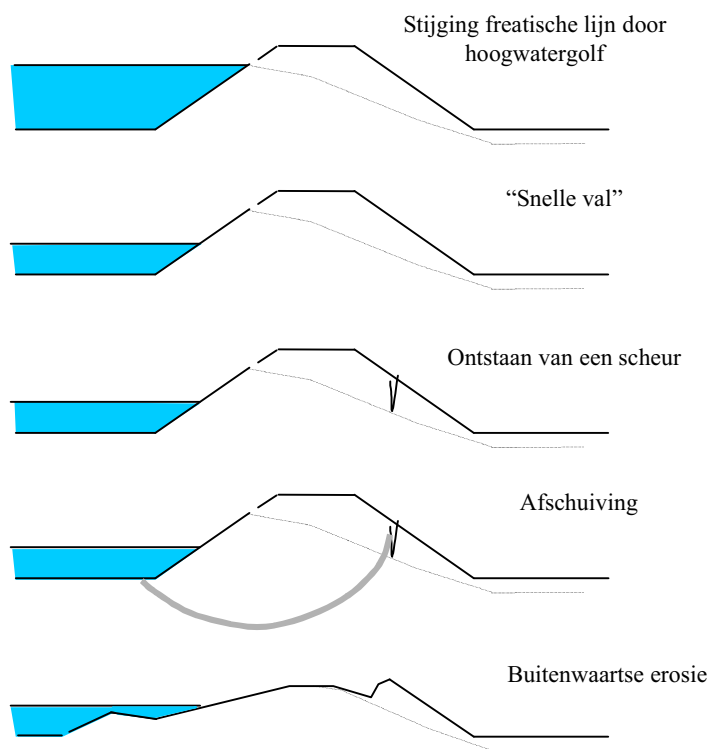
Het mechanisme buitenwaartse macro-instabiliteit lijkt in veel opzichten op het mechanisme binnenwaartse macro-instabiliteit. De mechanisme beschrijving voor een buitenwaartse afschuiving zal dus ook sterk overeenkomen met de beschrijving voor een binnenwaartse afschuiving. Tijdens een hoogwatergolf zal de freatische lijn in de waterkering stijgen als gevolg van infiltratie via het buitentalud en infiltratie via de ondergrond vanuit aanwezige tussenzandlagen (of het pleistocene zandpakket). Een andere mogelijkheid is dat de freatische lijn stijgt door hevige neerslag. In de adviespraktijk wordt aangenomen dat er geen relatie bestaat tussen het optreden van een hoogwatergolf en het optreden van hevige neerslag, deze twee situaties worden apart getoetst. Door toenemende waterspanningen zullen de schuifspanningen in de ondergrond afnemen. Hierdoor neemt de stabiliteit van de dijk af. Meestal is de macro-stabiliteit tijdens de hoogwatergolf niet in direct gevaar; het hoge water tegen de buitenzijde van de dijk levert immers een tegenwerkend moment waardoor het evenwicht veelal bewaard blijft. De stabiliteit van het buitentalud komt pas in gevaar als er een zogenaamde 'val' optreedt van de buitenwaterstand. Dit wil zeggen dat de buitenwaterstand dusdanig snel daalt dat de freatische lijn in de dijk niet voldoende tijd heeft om te volgen. De schuifspanningen in de verzadigde ondergrond zijn laag terwijl de stabiliserende werking van het

hoge water verdwenen is. Het gevolg is dat het buitentalud kan afschuiven langs een gebogen of een recht glijvlak.

Een afschuiving van het buitentalud kan veel schade opleveren, maar is meestal niet direct gevaarlijk voor de waterkerende functie; het hoogwater is immers voorbij. Bijna altijd zal er enige tijd zijn om de schade te herstellen voordat zich een nieuwe hoogwatergolf kan voordoen. [TAW 1995].

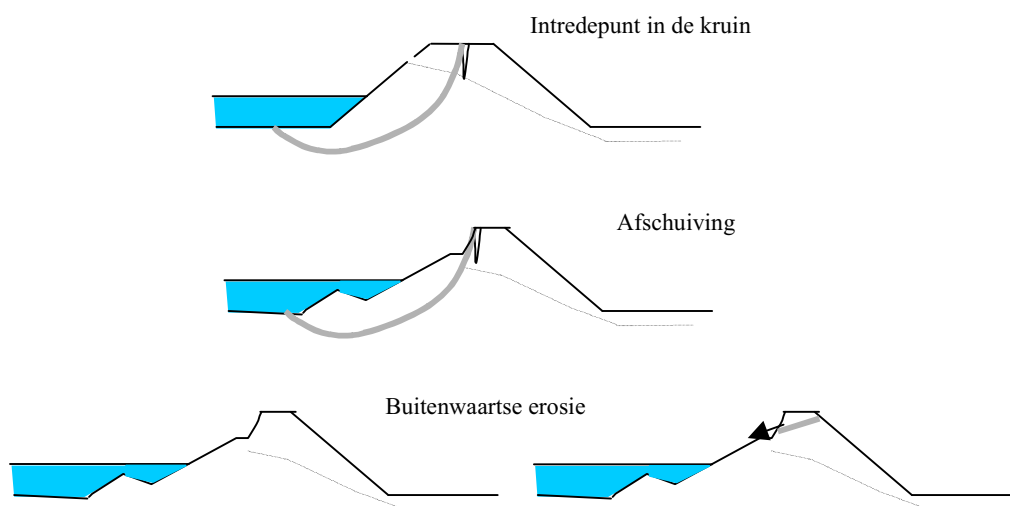
Een buitenwaartse afschuiving kenmerkt zich door het ontstaan van scheuren in het binnentalud, de kruin of in het buitentalud van de dijk. Vervolgens zal het maaiveld aan de binnenzijde van de glijcirkel verzakken, waarna de eigenlijke afschuiving plaatsvindt.

De locatie van het intredepunt van de glijcirkel is bepalend voor het verdere verloop van het faaltraject van de dijk. Als het intredepunt in het binnentalud ligt, dan zal bij een afschuiving de kruin van de dijk worden verlaagd. Bij een restprofiel dat lager is dan de buitenwaterstand zal inundatie van het achterland optreden. Vervolgens zal door erosie als gevolg van het stromende water het gat in de dijk groter worden en bresgroei optreden. Is de hoogte van het restprofiel voldoende om de buitenwaterstand te keren dan zal er geen inundatie optreden van het achterland. Het restprofiel kan door buitenwaartse erosie verder worden aangetast. Het mechanisme buitenwaartse erosie wordt uitvoerig beschreven in Hoofdstuk 8. De kans dat het intredepunt zich in het binnentalud bevindt is echter zeer klein. De reden hiervoor is dat het tegenwerkende moment en de schuifspanningen langs het relatief lange glijvlak in verhouding groot zijn ten opzichte van het aandrijvende moment. Voordat zich een glijcirkel kan ontwikkelen met een intredepunt in het binnentalud heeft waarschijnlijk al een afschuiving plaatsgevonden met een intredepunt in de kruin of in het buitentalud van de dijk.



Figuur 5.1 buitenwaartse afschuiving met een intredepunt in het binnentalud

Bij een afschuiving met het intrede punt in de kruin of in het buitentalud van de dijk is een deel van het dijklichaam nog intact. Er treedt geen directe inundatie van het achterland op. Eventuele vervolgmecanismen die kunnen optreden zijn: buitenwaartse erosie en het optreden van tweede afschuivingen. Doordat een buitenwaartse afschuiving heeft plaatsgevonden, is de beschermende taludbekleding beschadigd. De kwetsbare dijk kern kan nu worden aangetast door het water dat aan de buitenzijde tegen de dijk staat. Vooral bij een zanddijk, waarvan de kern uit zandkorrels met een kleine cohesie bestaat, kan erosie van het restprofiel relatief makkelijk plaatsvinden. Het mechanisme erosie van het buitentalud wordt uitvoerig beschreven in hoofdstuk 8. Na het optreden van de eerste afschuiving ontstaat bij het intredepunt van de glijcirkel een steil talud dat voor de tweede keer kan afschuiven. De kans op het optreden van een tweede afschuiving is bij een buitenwaartse afschuiving kleiner dan bij de binnenwaartse afschuiving. Dit komt doordat het resterende dijkprofiel na optreden van een binnenwaartse afschuiving het restprofiel voor een groot deel verzadigd is. De schuifspanningen zijn dus laag en als gevolg hiervan is de kans op een tweede afschuiving hoog. Bij een buitenwaartse afschuiving is het resterende dijklichaam meestal onverzadigd. De schuifspanningen zijn hoger en tegelijkertijd is de kans op een afschuiving kleiner.



Figuur 5.2 buitenwaartse afschuiving met een intredepunt in de kruin

5.3 Fasen en snelheid van falen

De volgende fasen in het faaltraject van een dijk geïnitieerd door buitenwaartse macro-instabiliteit kunnen worden onderscheiden:

- *verhogen waterspanningen*: De waterspanningen in de dijk kunnen tijdens een hoogwatergolf stijgen door infiltratie via het buitentalud en infiltratie vanuit zandlagen in de ondergrond (incl. pleistocene pakket). Een andere mogelijkheid is dat de waterspanningen stijgen door hevige neerslag.
- *verlaging van de buitenwaterstand*: Bij een snelle daling van de buitenwaterstand na een hoogwatergolf zal de freatische lijn niet direct kunnen volgen. De waterspanningen blijven in eerste instantie hoog.

- *ontstaan van een scheur*: In de kruin, het binnentalud of het buitentalud van de dijk ontstaat een scheur. Deze scheur geeft het intredepunt van een afschuiving aan die ontstaat als gevolg van lage schuifspanningen en het verdwijnen van de stabiliserende werking van de hoge buitenwaterstand.
- *verzakken van het maaiveld aan de binnenzijde van de scheur*: Het maaiveld aan de binnenzijde van de scheur verzakt. Dit proces verloopt in eerste instantie langzaam.
- *afschuiving van het buitentalud*: Een gedeelte van het grondmassief schuift af. De eigenlijke afschuiving vindt plaats.
- *eventuele vervolgmechanismen (buitenwaartse erosie, tweede afschuiving)*: Als de waterkering niet heeft gefaald kunnen vervolgmechanismen optreden waardoor het dijklichaam alsnog faalt.
- *kruinverlaging*
- *bresgroei*: na verloop van tijd ontstaat er een gat in de dijk

De factoren die van belang zijn bij het optreden en de snelheid van een afschuiving in het buitentalud komen grotendeels overeen met de factoren die zijn genoemd bij het optreden van een afschuiving in het binnentalud. De belangrijkste factoren zijn: geometrie, waterspanningen en ondergrond.

De macro-instabiliteit van het buitentalud is tevens afhankelijk van de aanwezigheid van voorland. Een voorland levert namelijk een extra tegenwerkend moment bij een eventueel evenwichtsverlies.

Een ontwerpmaatregelen om buitenwaartse macro-instabiliteit te voorkomen is het toepassen van een buitendijkse berm. In het geval van een schaadijk zal het niet meevallen om zo'n buitendijkse berm aan te brengen.

5.4 Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte van buitenwaartse macrostabiliteit

Faalkansberekeningen voor de buitenwaartse macrostabiliteit kunnen, net als voor de binnenwaartse macrostabiliteit, worden gemaakt met het computerprogramma MPROSTAB. Uit de berekeningen volgt de faalkans ten aanzien van een afschuiving, de betrouwbaarheidsindex en de gevoeligheidsfactoren met betrekking tot schuifsterktefactoren en wateroverspanningen. In PC-ring wordt niet getoetst op buitenwaartse macroinstabiliteit.

5.4.1 Verhoging waterspanningen

Een verhoging van waterspanningen kan het gevolg zijn van het optreden van een hoogwatergolf of het optreden van hevige neerslag. Waterspanningen in de tijd in een dijk kunnen worden berekend met een infiltratie model zoals deze zijn beschreven in hoofdstuk 3. De resultaten worden gebruikt als invoer voor vervormings- en stabiliteitsberekeningen.

5.4.2 Ontstaan van een scheur

Het eerste teken van een instabiele situatie is het ontstaan van scheuren evenwijdig aan de kruin van de dijk.

Beschikbare modellen

EEM modellen

Met behulp van eindige elementen modellen kan het ontstaan van scheuren worden gesimuleerd. De berekeningen moeten worden gemaakt op basis van aangenomen of berekende waterspanningen. Het moment van ontstaan van een scheur kan worden bepaald door de aanwezigheid van trekspanningen. Door voor deze situatie een c - ϕ reductie uit te voeren, wordt een Ms-F factor berekend. Deze geeft aan hoeveel de cohesie en de wrijvingshoek nog kunnen worden gereduceerd voordat zeer grote verplaatsingen optreden (afschuiving optreedt) en kan daarom worden gezien als een maat voor de reststerkte na het optreden van een scheur. De Ms-F factor is afhankelijk van de geometrie en bodemopbouw.

Praktijksituaties

Tijdens het hoogwater van 1993 werd er in de Herwense dijk langs het Pannerdensch kanaal een scheur gesignaleerd aan de rivierzijde van de dijk. Normaal gesproken kan er tijdens hoogwater geen afschuiving ontstaan aan de rivierzijde. Men vermoedde dat de scheur te maken heeft met de wijze waarop de versterking is uitgevoerd. Daarbij speelt mogelijk zowel het gebruikte versterkingsmateriaal, de omstandigheden tijdens het aanbrengen als de lokale oude situatie een rol [TAW 1993].

In de literatuur zijn verder geen andere gevallen dan in de volgende paragraaf worden genoemd terug gevonden waarbij scheuren in de dijk optraden die het gevolg waren van een instabiel buitentalud.

Een scheur in de dijk hoeft niet te leiden tot het optreden van een daadwerkelijke afschuiving. Meestal zullen ook na het ontstaan van scheuren maatregelen worden getroffen om een vervolgmechanismen te voorkomen.

5.4.3 Buitenwaartse afschuiving

Beschikbare Modellen

De beschikbare modellen voor de binnenwaartse macrostabiliteit zijn tevens geschikt voor de buitenwaartse macrostabiliteit.

Evenwichtsmodellen

De stabiliteit tegen een buitenwaartse afschuiving kan worden bepaald met een evenwichtsmodel. Een veel gebruikte methode is de methode van Bishop, die geschikt is voor cirkelvormige glijvlakken. Deze twee-dimensionale methode gaat uit van een momenten evenwicht over de gehele afschuifmoot en een verticaal krachtenevenwicht in de afzonderlijke lamellen. De methode van Spencer is geschikt voor rechte glijvlakken. Beide berekeningsmethoden resulteren in een evenwichtsfactor voor de stabiliteit van het dijkprofiel. Afschuiving vindt plaats als de evenwichtsfactor, bij gebruik van representatieve parameters, kleiner is dan 1.

EEM

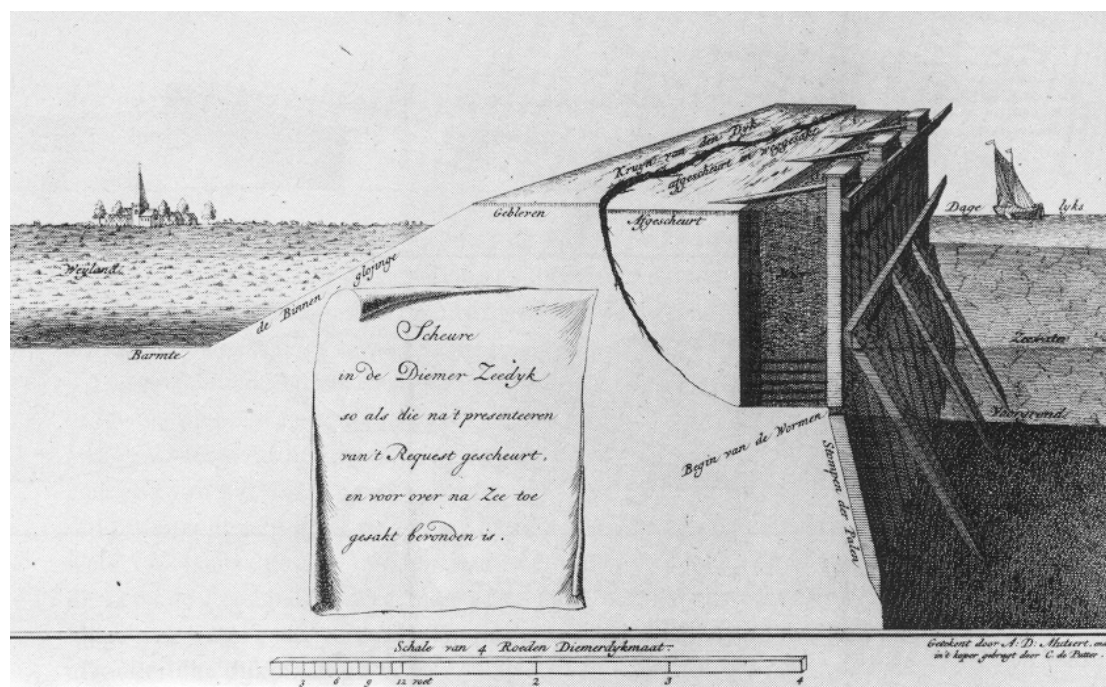
Een berekening met een eindige elementen methode geeft aan waar zich een glijvlak zal ontwikkelen en geeft bovendien inzicht in spanningen en vervormingen in het grondmassief.

Praktijksituaties

Een buitenwaartse macroinstabiliteit was in 1993 de oorzaak van een afschuiving van de Rijnbandijk bij Ingen. Deze dijk verzakte ongeveer twee dagen nadat de topafvoer was gepasseerd [TAW 1993]. Ook enkele andere kleine afschuivingen van het buitentalud zijn tijdens dit hoogwater geconstateerd.

Tijdens het hoogwater van 1995 in de Rijn en de Maas heeft buitenwaartse macroinstabiliteit veel aandacht gekregen. Er zijn enkele voorbeelden die wijzen op een instabiel buitentalud. Uit een oriënterende studie in het kader van de Concept Leidraad Toetsen op Veiligheid bleek echter dat de kans op dit mechanisme bij de omstandigheden in 1995 en met een aantal relatief ongunstige aannames klein was (in de orde van 1%) [TAW 1995].

In het verleden heeft buitenwaartse macrostabiliteit veel schade veroorzaakt. Onderstaande prent uit de 17e eeuw geeft het ontstaan van ‘schelgaten’ aan. Overigens betreft het in onderstaande prent een soort kademuur en wordt bij de toelichting alleen melding gemaakt van herstel van de schadegaten. Er is geen sprake van een overstroming van het achterland [Gottschalk 1971].



Figuur 5.3: Buitenwaartse macroinstabiliteit van de Diemerzeedijk in de 17e eeuw

Na het optreden van een buitenwaartse afschuiving hoeft de dijk nog niet te falen. Alleen bij een intredepunt van de glijcirkel in het binnentalud waarbij de kruinhoogte wordt verlaagd tot onder de buitenwaterstand zal het achterland volstromen. De kans hierop is, zoals bij de mechanisme beschrijving is aangegeven, zeer klein.

In de overige gevallen zal na het optreden van de eerste buitenwaartse afschuiving een nieuwe evenwichtsituatie ontstaan. Aan de buitenzijde van het dijkprofiel is de taludbekleding beschadigd. Hierdoor kan bij een voldoende hoge buitenwaterstand de kern van de dijk worden aangetast. Bij het

intredepunt van de eerste afschuiving is een steil, bijna verticaal, talud ontstaan. Door vervolgmecanismen kan het dijkprofiel verder worden aangetast. De belangrijkste vervolgmecanismen die kunnen optreden zijn:

- schade door ‘tweede’ afschuiving
- schade door erosie van het buitentalud

Voorwaarde voor deze vervolgmecanismen is een hoge buitenwaterstand. Aangezien een buitenwaartse instabiliteit optreedt bij laag water is de kans op vervolgmecanismen en overstroming van het achterland klein. Verdere schade aan de waterkering kan optreden door een tweede hoogwatergolf. Deze moet optreden voordat de schade door de eerste hoogwatergolf is herstelt. De kans op een dergelijke tweede hoogwatergolf is dusdanig klein dat deze in deze studie wordt verwaarloosd. Dit betekent dat ook de kans op overstroming na een buitenwaartse macroinstabiliteit verwaarloosbaar klein is.

In de hiernavolgende sub-paragrafen wordt daarom alleen kort aangegeven hoe vervolgmecanismen eventueel kunnen worden bepaald. Overgangskansen en een foutenboom worden niet gegeven.

5.4.4 Vervolgschade door tweede afschuiving

Na het optreden van de eerste afschuiving zal een nieuwe evenwichtsituatie ontstaan. Het is niet waarschijnlijk dat na het ontstaan van een nieuw evenwicht een tweede grote afschuiving zal plaatsvinden. Wel kunnen kleinere afschuivingen plaatsvinden. Ter plaatse van het intredepunt is na de eerste afschuiving een zeer steil talud ontstaan. Dit talud kan langs een gebogen of een recht glijvlak afschuiven.

Beschikbare modellen

De modellen die geschikt zijn voor het beschrijven van de eerste afschuiving zijn ook geschikt voor de bepaling van het optreden van een tweede afschuiving

5.4.5 Vervolgschade door erosie buitentalud

Indien geen tweede afschuiving optreedt kan als vervolgmecanisme erosie van het buitentalud plaatsvinden. De kern van het dijkprofiel is door het optreden van de eerste afschuiving zichtbaar geworden. Bij een voldoende hoge waterstand kan het stromende water de kern verder eroderen. Bij een zanddijk zal de kern van de dijk, bestaande uit cohesieloze zandkorrels, sneller eroderen dan bij een kleidijk.

6 Microstabiliteit

6.1 Algemeen

Onder microinstabiliteit wordt een lokale instabiliteit van het binnentalud onder invloed van waterstroming en waterdrukken vanuit de kern van de dijk verstaan. Deze lokale instabiliteit van het binnentalud kan vervolgens leiden tot vervolg instabiliteiten en tenslotte tot het aantasten van de kruin van de dijk en de waterkerende functie.

Verlies van microstabiliteit is niet het verlies aan stabiliteit ten gevolge van infiltratie (door overslag of overloop) door de kruin of het binnentalud. Bij microstabiliteit is het water door de dijk gestroomd en stroomt van binnen naar buiten door het binnentalud terwijl bij overslag het water over de kruin van de dijk is gekomen en van buiten naar binnen infiltreert.

Er zijn weinig praktijkbeschrijvingen van microinstabiliteit in de literatuur beschreven. In februari 1995 is tijdens hoogwater op de IJssel op het dijkvak Kloosterbosch - Kerkhofdijk (waterschap Oost Veluwe) verlies van microstabiliteit opgetreden. Een gat van ongeveer 1 m^3 is daarbij ontstaan. Nadat het water van de Lek al weer was gezakt, trad onder Schoonhoven micro-instabiliteit op door kwelwater bij een teensloot. Dijkdoorbraken ten gevolge van microinstabiliteit zijn in de literatuur niet gevonden.

Veel rampen met dammen zijn veroorzaakt doordat de kern van de dam niet ondoorlatend genoeg was en water door de dam kon stromen. In de literatuur wordt dit bezwijkmechanisme vaak piping genoemd. Het is echter misschien beter te spreken van microinstabiliteit. In China wordt in 22 % van de gevallen piping door de dam (microinstabiliteit) als oorzaak van doorbraken genoemd [Vesi 1993]. Verschillen met dijken zijn de hoogwaterduur en het waterstandsverschil voor en achter de grondconstructie. Bij dammen is vaak sprake van een permanente waterkering of een langere hoogwatergolf en een grotere waterkerende hoogte dan bij een dijk. Vooral door deze lange en hoge hoogwatergolf zijn dammen moeilijk te vergelijken met dijken. Dit hoofdstuk gaat voornamelijk in op dijken. Zijdelings wordt gekeken naar doorbraken van dammen.

Met betrekking tot microstabiliteit zijn geen praktijkproeven of experimenten bekend. Ook is er weinig of geen modelonderzoek naar microstabiliteit uitgevoerd. Voor de leidraad toetsen op veiligheid is een theoretisch model afgeleid [GD 1992]. Een overzicht van de bestaande literatuur over microinstabiliteit wordt in het rapport Microstabiliteit: overzicht en modellering [GD 2000-2] gegeven. De fenomenologische beschrijving is voor een groot deel op dit laatste rapport gebaseerd.

6.2 Mechanismenbeschrijving

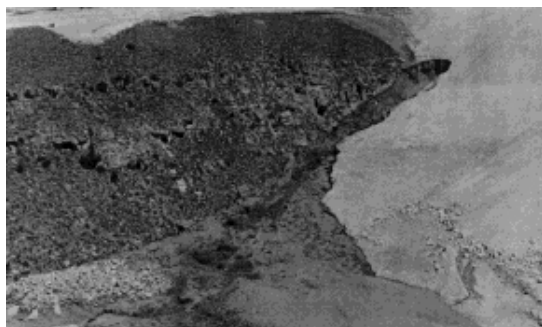
6.2.1 Falen door microstabiliteit

Als gevolg van een hoge buitenwaterstand stijgen de waterspanningen in de dijk. Het waterspanningsverloop is sterk afhankelijk van de opbouw van de dijk. Bij slecht doorlatende buitenbekledingen kan water moeilijk de dijk indringen waardoor de stijging van de freatische lijn als

gevolg van een hogere buitenwaterstand beperkt blijft. Onder een slecht doorlatende laag wordt een voldoende dikke kleilaag of asfaltbekleding verstaan.

Naast de buitenbekleding is het kernmateriaal van invloed op het waterspanningsverloop. Het is een groot verschil of de dijk uit klei of zand bestaat. Bij kleidijken zullen problemen met microstabiliteit minder snel voorkomen. Dit komt doordat de oppervlakte lagen van kleidijken meer gestructureerd en beter doorlatend zijn dan de kern waardoor geen overdrukken in het binnentalud kunnen ontstaan. Verder is klei door cohesie beter bestand tegen erosie dan zand. Bij zeer langdurige hoogwaterstanden kan door verweking van het binnentalud de doorlatendheid van de toplaag afnemen wat mogelijk tot microinstabiliteit kan leiden. Vooral nog is hier echter niets over bekend.

Bij een doorlatende buitenbekleding en een kern van zand kan de freatische lijn in de dijk oplopen. Er ontstaat een verhanglijn in de dijk die al dan niet op het buitentalud uittreedt. De verhanglijn is onder andere afhankelijk van de duur van de hoogwatergolf.



Teton Dam
Faaltraject van primaire microinstabiliteit
tot een doorbraak in het plaatje
rechtsonder

[www.pswcrl.ars.usda.gov/wkshp/contents.pdf]

Het derde element dat, naast de doorlatendheid van het buitentalud en het kernmateriaal, een rol speelt is het binnentalud. Uitgaande van een dijk met een zandkern zijn er de volgende mogelijkheden [GD 2000-2]:

- het binnentalud is zeer flauw: hiervoor wordt momenteel een talud van 1 : 5 gehanteerd. De onderbouwing van deze grens is nog niet geheel duidelijk, maar lijkt op zich geen overdreven optimistische aanname;
- in het binnentalud is een drainageconstructie aanwezig. In de leidraden wordt gesteld dat indien de werking van de drainage goed is microstabiliteit geen probleem is;
- het binnentalud bestaat uit een afdekkende kleilaag overgroeid met gras. Hier kan de situatie optreden dat de afdekkende toplaag minder doorlatend is dan de kern en dat hierdoor sprake is van oplopende waterstanden in de kern van de dijk, waardoor overdrukken nabij de binnenteen ontstaan. In deze omstandigheid kan de kleilaag worden opgedrukt (de waterdruk wordt groter dan het gewicht van de afdekkende kleilaag) of de toplaag kan afschuiven over de zandkern. Een combinatie van deze beide fenomenen is ook mogelijk. Bij dit type dijk moet op afdrukken en afschuiven van het binnentalud worden gecontroleerd.
- Het binnentalud bestaat uit zandig materiaal, normaal gesproken overgroeid met gras. De invloed van het gras wordt meestal genegeerd. In sommige beschouwingen is sprake van 'schijnbare cohesie' die het gras kan leveren. Meestal gaat het echter in eerste instantie om de stabiliteit op het niveau van een enkele korrel op het binnentalud. Of uitspoelen en erosie van zandkorrels op het binnentalud voor kan komen, dient te worden gecontroleerd.

Naast de geometrieelementen is ook de grondwaterstroming van belang bij het optreden van microinstabiliteit. De volgende stromingspatronen kunnen worden onderscheiden:

- stroming loodrecht op het talud. Dit doet zich voor bij zandige taluds onder water. De equipotentiaallijnen zijn hier dusdanig dat dit type stroming zal ontstaan.
- Horizontale uitstroming van water. Dit kan zich voordoen bij zandige taluds boven water en vormt de grootste bedreiging ten aanzien van uitspoelen van zanddeeltjes.
- Stroming evenwijdig aan het talud. Dit type stroming zal ten aanzien van microstabiliteit zelden optreden, omdat dit betekent dat de toplaag meer doorlatend is dan de kern. Bij stabiliteit bij overslag treedt dit type stroming wel op.
- Opbouw van waterdrukken onder een afdekkende kleilaag. Dit kan zich voordoen bij een zandkern met een afdekkende kleilaag aan de binnenzijde, zowel onder als boven water.

Uit het bovenstaande kan worden afgeleid dat de volgende vormen van microstabiliteit op kunnen treden:

- A Bij een zanddijk met afdekkende kleilaag op het binnentalud:
 - 1 Afschuiven van (een deel van) het binnentalud door waterdruk onder de kleilaag;
 - 2 afdrukken van de kleilaag op het binnentalud door waterdruk onder de kleilaag;
 - 3 combinatie van afdrukken en afschuiven door waterdruk onder de kleilaag.
- B Bij een zanddijk met zandige toplaag boven water:
 - 1 Afschuiven bij stroming evenwijdig aan het talud (overigens niet waarschijnlijk dat dit type stroming optreedt);
 - 2 afschuiven bij horizontaal uittredend grondwater;

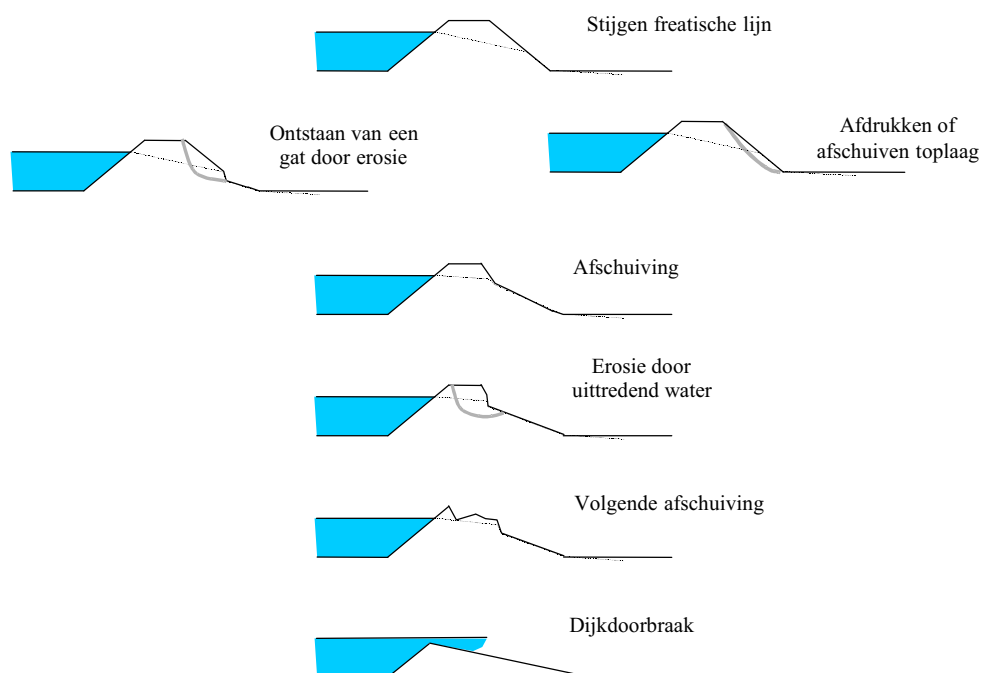
-
- | | | |
|---|---|---|
| | 2 | uitspoelen bij horizontaal uittredend grondwater. |
| C | | Bij een zanddijk met zandige toplaag onder water: |
| | 1 | Afschuiving bij stroming loodrecht op het talud; |
| | 2 | uitspoeling bij stroming loodrecht op het talud. |

Mechanisme B1 is niet waarschijnlijk als het gehele grondmassief even doorlatend is. Alleen als de toplaag doorlatender is dan de kern kan dit type stroming plaatsvinden. Door de ondoorlatende kern kan te weinig water worden aangevoerd om een verzadigde stroming, evenwijdig aan het talud, te krijgen. De mechanismen onder C betreffen slootinstabiliteiten en worden vooralsnog niet in deze beschouwing meegenomen.

Indien een primair mechanisme van microinstabiliteit is opgetreden ontstaat er een gat in de dijk. Bij aanhoudende hoge freatische lijn in het dijklichaam zullen steeds meer korrels afstromen en afschuivingen plaats vinden waardoor het gat groter wordt. Tot zover is microstabiliteit ook daadwerkelijk waargenomen bij dijken.

Verondersteld wordt dat na verloop van tijd het binnentalud en eventueel de kruin door het gat wordt ondermijnd en afschuift (bijzakt) onder een helling van het natuurlijk talud tot een nieuwe evenwichtsituatie wordt bereikt. Als de kruinhoogte daarbij lager wordt en water over de dijk kan stromen treedt doorbraak en bresgroei op. Waarschijnlijk is de kruinhoogte na het 'bijzakken' nog niet veranderd. Indien het binnentalud na een eerste afschuiving voldoende steil en de freatische lijn in het dijklichaam voldoende hoog is om korrels uit te spoelen of afschuivingen te veroorzaken zal het erosieproces van microinstabiliteit verder gaan. Dit proces van uitspoelen van korrels en afschuivingen tot bijzakken van het talud zal zich blijven herhalen totdat de geometrie van de dijk zo is vervormd dat er geen uitspoelen van korrels meer kan optreden of de kruin van de dijk zo laag wordt dat overslag of een dijkdoorbraak gevolgd door bresgroei optreedt.

Het faaltraject van microstabiliteit tot dijkdoorbraak is schematisch weergegeven in Figuur 6. 1.



Figuur 6.1: Microinstabiliteit

6.2.2 Falen door combinaties van mechanismen

Na het optreden van een afschuiving als gevolg van microinstabiliteit ontstaat een nieuwe evenwichtssituatie. De kans dat bij deze nieuwe evenwichtssituatie een kruinverlaging optreedt, is klein. Een kruinverlaging door microinstabiliteit is althans nooit waargenomen. Wel is het binnentalud aangetast. Dit betekent dat door andere mechanismen, zoals overslag en overloop, (versneld) verdere schade aan een dijk kan ontstaan. Het water dat na een afschuiving over de dijk stroomt, kan gemakkelijk het binnentalud aantasten. De mechanismen die in hoofdstuk 3 worden beschreven, treden bovendien versneld op doordat infiltratie door het binnentalud en stroming door de dijk tegelijk plaatsvinden.

Ook primaire mechanismen van microstabiliteit kunnen versneld optreden. Bij een zanddijk wordt bij het tegelijk optreden van overslag en microinstabiliteit de toplaag sneller afgedrukt doordat de dijk van alle kanten volstroomt waardoor de freatische lijn en waterspanningen in de dijk sneller stijgen. Als de toplaag is afgeschoven treedt ook het proces van oppervlakte erosie door een combinatie van microinstabiliteit en overslag versneld op. De contactspanning tussen individuele korrels wordt door microinstabiliteit kleiner waardoor oppervlakte erosie door overslag makkelijker optreedt.

De kans op een diepe of ondiepe afschuiving door overslag neemt ook toe bij het tegelijk optreden van microinstabiliteit en overslag. Door de alzijdige infiltratie nemen de waterspanningen in de dijk toe terwijl de korrelspanningen en opneembare schuifkrachten minder worden. Na een afschuiving treedt een eventuele tweede afschuiving door de verdere toename van waterspanningen op of vindt oppervlakteerosie plaats. Bij deze vervolgmecanismen versterken overslag en microinstabiliteit elkaar.

Indien het buitentalud is beschadigd, kan water gemakkelijker de dijk instromen en microinstabiliteit veroorzaken.

Als door microinstabiliteit de geometrie van de dijk verandert, kan dit effect hebben op de binnenwaartse macroinstabiliteit.

Het optreden van microstabiliteit heeft geen nadelige invloed op piping. Er bestaat geen relatie tussen microinstabiliteit en zettingsvloeiing.

6.3 Fasering, voorzieningen en snelheid van falen bij microinstabiliteit

In het faaltraject geïnitieerd door verlies van microstabiliteit kunnen de volgende fasen worden onderscheiden:

- 1 Door het verschil in stijghoogte voor en achter de dijk stroomt water in de dijk en stijgt de freatische lijn. Afhankelijk van de doorlatendheid van de binnenbekleding en de verhanglijn stroomt het water aan de binnenzijde uit de dijk.
Indien water door de dijk stroomt kunnen door uitredend water losse korrels uit het talud worden meegevoerd
- 2.1 Door de stroming door de dijk kunnen grondspanningen dusdanig klein worden dat een afschuiving plaats vindt.
- 2.2 Als de binnenbekleding slecht doorlatend is kunnen de waterspanningen onder de bekleding zo hoog worden dat de bekleding van de dijk wordt afgedrukt of een afschuiving plaats vindt.
- 3 Bij het een voldoende hoge freatische lijn vindt een aanhoudend proces plaats van afschuivingen en erosie van losse of groepjes grondkorrels. Dit proces gaat door totdat de kruin is ondermijnd en lager wordt dan de buitenwaterstand of een evenwichtssituatie wordt bereikt.
- 4 Het water stroomt nu over de dijk. Erosie door overslag zorgt voor verdere schade. De waterkerende functie van de dijk is verdwenen. Er treedt bresgroei op.

De eerste twee fasen worden tijdens hoogwater waargenomen. Van latere stadions zijn geen praktijkvoorbeelden bekend. Wel zijn dammen doorgebroken als gevolg van microinstabiliteit.

Verlies van microstabiliteit treedt op wanneer er voldoende water in de dijk kan stromen. Dit betekent dat de buitenbekleding en het kernmateriaal voldoende doorlatend en de dijk smal moeten zijn. Bij een slecht doorlatende buitenbekleding kan water slechts moeizaam de dijk instromen en stijgt de freatische lijn in de dijk heel langzaam. Ook in het geval dat de buitenbekleding goed doorlatend is en de kern slecht doorlatend zal de freatische lijn in de dijk onvoldoende stijgen om microinstabiliteit te veroorzaken.

De doorlatendheid van de binnenbekleding is van belang voor de vorm van microinstabiliteit. Bij een hoge freatische lijn in de dijk en een slecht doorlatende binnenbekleding zal de top laag van de dijk worden afgedrukt of afschuiven. Bij een goed doorlatende binnenbekleding worden individuele of groepje korrels uit het talud gelicht of vindt een afschuiving plaats.

De helling van het binnentalud en de staat van de binnenbekleding zijn van belang voor het uittreden van losse korrels en het optreden van een afschuiving. Een goede grasmat geeft extra sterkte aan het talud en uit een flauw talud treden minder snel losse korrels dan uit een steil talud.

Natuurlijk is de duur van de hoogwatergolf van groot belang. Hoe langer het hoogwater aanhoudt hoe hoger de freatische lijn in de dijk komt te liggen en hoe groter de kans dat de toplaag of korrels uit de dijk worden gelicht.

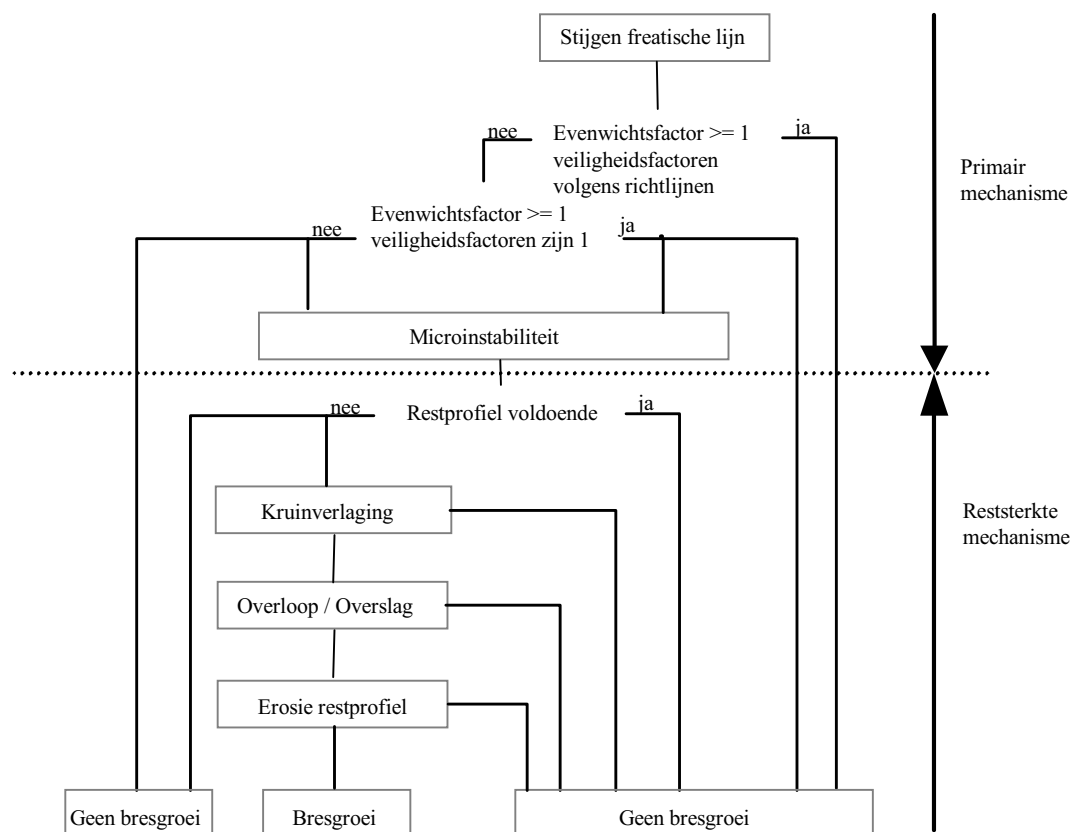
Wanneer er voorzieningen in de dijk zijn getroffen, zoals een drain in de teen van de dijk, kunnen er niet voldoende waterspanningen in de dijk worden opgebouwd waardoor microinstabiliteit niet zal optreden. Een overgangstalud of een binnenberm hebben eveneens een negatief effect op het falen van een dijk door microinstabiliteit.

Over de duur van primair bezwijken tot aan bresgroei kan niet meer worden gezegd dan dat in Nederland niet is waargenomen dat microinstabiliteit tot falen van een waterkering leidt. Waarschijnlijk is dit mede het gevolg van de duur van de hoogwatergolf. Bij dammen zijn wel doorbraken door stijging van de freatische lijn in de dijk waargenomen. Bij dammen is sprake van een zeer lange hoogwatergolf en een groot waterstandsverschil waardoor er genoeg tijd is voor het opbouwen van grote waterspanningen.

Een combinatie van microinstabiliteit met overslag kan bij dijken waarschijnlijk wel tot falen van een waterkering leiden. Het is dan achteraf gezien moeilijk om de invloed van microstabiliteit in het schadeproces van de dijk te zien. De verschillende fasen zoals in hoofdstuk 3 zijn omschreven, treden sneller op dan bij alleen overslag.

6.4 Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte en het geven van overgangskansen

Er treedt geen microinstabiliteit op bij kleidijken, zanddijken met een werkende drain in de binnenteen van de dijk, zanddijken met een harde bekleding (asfalt, steenzetting, ...) en zanddijken met een binnentalud flauwer dan 1:5. Voor de overige zanddijken dient rekening te worden gehouden met microinstabiliteit. Uit het voorgaande kan het stroomdiagram zoals gegeven in figuur 6.2 worden afgeleid. Van elk niveau uit dit stroomdiagram wordt gekeken welke modellen beschikbaar zijn om de overgangskans voor het optreden van het betreffende mechanisme te bepalen.



Figuur 6.2 Stroomdiagram microinstabiliteit bij zanddijken met een doorlatende buitenbekleding, een binnentalud steiler dan 1:5 en zonder drain in de teen van het binnentalud.

6.4.1 Bestaande beschouwingen en modellen over microstabiliteit

Een beschrijving van de bestaande beschouwingen en modellen over microinstabiliteit is gegeven in het rapport Microstabiliteit: overzicht en modellering [GD 2000-2]. De modellen die in de volgende literatuur zijn beschreven worden bediscussieerd:

- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 Bovenrivieren (1985) en deel 2 Benedenrivieren (1989);
- Influence of seepage on stability of sandy slopes, Geotechnical Journal, Bezuijen en van Rhee (augustus 1992)
- Leidraad toetsen op veiligheid, groene versie (1996)
- Leidraad toetsen op veiligheid (1999)
- Discussienota microstabiliteit kleidekking op zand (1999)
- Leidraad zee en meerdijken (1999)
- Technisch rapport waterkerende constructies (2000)

In alle modellen worden evenwichtssituaties beschreven. Dat wil zeggen dat gegeven een bepaalde grondsoort en binnentalud wel of geen microstabiliteit optreedt bij een bepaalde stromingsdruk en / of waterspanningsopbouw (bepaalde waterstand in de dijk of totaal verzadigd).

PC-ring

In het programma PC-ring wordt geen rekening gehouden met micro(in)stabiliteit.

6.4.2 Kwel en ligging van freatische lijn

De kwel en de ligging van de freatische lijn in de dijk kan met stationaire grondwaterstromingsmodellen worden berekend. Een voorbeeld van een stationair grondwaterstromingsprogramma is het quasi-3D model Mseep. Met dit model kan de freatische lijn worden berekend voor de opgegeven randvoorwaarden en interne hydraulische weerstand in de dijk. Stroming in de onverzadigde zone boven de freatische lijn wordt hierbij verwaarloosd. De ligging van de freatische lijn kan ook worden berekend met tijdsafhankelijke modellen zoals beschreven in paragraaf 3.5. De ligging van de freatische lijn is afhankelijk van de buitenwaterstand.

6.4.3 Optreden primair bezwijkmechanisme microinstabiliteit (mechanisme A in gebeurtenissenboom)

Uit de ligging van de freatische lijn kan met behulp van de evenwichtsvergelijkingen uit de in paragraaf 6.4.1 genoemde studies worden getoetst op het mogelijk optreden van microinstabiliteit:

Bij een zanddijk met afdekkende kleilaag op het binnentalud:

- afdrukken van de kleilaag op het binnentalud door waterdruk onder de kleilaag
- afschuiven van (een deel van) het binnentalud door waterdruk onder de kleilaag (1 dimensionale beschouwing) of combinatie van afdrukken en afschuiven door waterdruk onder de kleilaag (2 dimensionale beschouwing voor afschuiven)

Bij een zanddijk met zandige toplaag boven water:

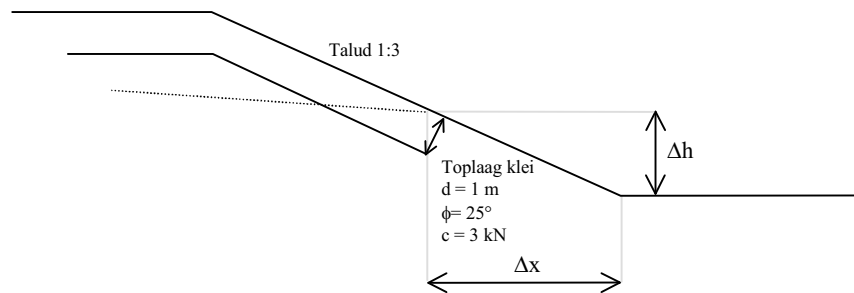
- afschuiven bij stroming evenwijdig aan het talud (overigens niet waarschijnlijk dat dit type stroming optreedt)
- afschuiven bij horizontaal uittredend grondwater
- uitspoelen bij horizontaal uittredend grondwater

Bij een zanddijk met zandige toplaag onder water:

- afschuiving bij stroming loodrecht op het talud
- uitspoeling bij stroming loodrecht op het talud.

Hieronder worden de evenwichtsvergelijkingen vermeld. Voor de afleiding van de vergelijkingen wordt verwezen naar de hiervoor genoemde rapporten. Opgemerkt wordt dat de evenwichtsvergelijkingen voortkomen uit theoretische beschouwingen. In deze theoretische beschouwingen is de werkelijkheid sterk geschematiseerd en is evenwicht vaak slechts afhankelijk van enkele factoren. In werkelijkheid zullen meer factoren een rol spelen.

Door een voorbeeld wordt een indicatie gegeven van de kans van voorkomen. Het voorbeeld betreft een zanddijk met een 1 m dikke toplaag van klei, een talud van 1:3 en een kruinhoogte van $MV + 6$ m. Deze geometrie is met de grondeigenschappen in onderstaande figuur gegeven. De veiligheidsfactoren zijn in alle berekeningen op 1 gesteld.



Figuur 6.3 uitgangspunten voorbeeldberekening microstabiliteit

zanddijk met afdekkende kleilaag op het binnentalud: afdrukken van de kleilaag door waterdruk onder de kleilaag

$$\frac{2cd}{\gamma_{mc}} + \frac{\rho_g g}{\gamma_{m\rho}} \Delta x d \cos \alpha + \frac{\rho_g g}{\gamma_{m\rho}} \Delta x d \sin \alpha \frac{\tan \phi}{\gamma_m \tan \phi} \geq \gamma_n \gamma_d \left(\Delta h - \frac{1}{2} \Delta x \sin \alpha \right) \frac{\rho_w g}{\gamma_{m\rho}} \Delta x \quad (6.1)$$

waarin:

ρ_g soortelijk gewicht grond

ρ_w soortelijk gewicht water

g versnelling zwaartekracht

d dikte toplaag

c cohesie

ϕ hoek van inwendige wrijving van de toplaag

γ veiligheidsfactoren

α hellingshoek talud

h hoogte freatische lijn

Δh stijghoogteverschil over de toplaag

Δx lengte van het stukje bekleding waarmee wordt gerekend

Door Δx te variëren kan worden gezocht naar de minimale stijghoogte ter plaatse van het binnentalud waarbij opdrukken van het binnentalud plaats vindt. Opdrukken is afhankelijk van de eigenschappen en dikte van de toplaag en de helling van het binnentalud. Bij een helling van 1:3, een ϕ van 25° respectievelijk een c van 3 kN van de toplaag is het maximale stijghoogteverschil over een 1 m dikke toplaag, waarbij geen opdrukken plaats vindt, circa 4,6 m.

zanddijk met afdekkende kleilaag op het binnentalud: afschuiven (1 dimensionaal) of combinatie van afschuiven en afdrukken van de kleilaag (2 dimensionaal) door waterdruk onder de kleilaag

(1 dimensionaal):

$$\rho_g \geq \gamma_n \gamma_d \frac{h - z}{d \cos \alpha} \frac{\rho_w}{\gamma_{m\rho}} \quad (6.2)$$

(semi 2 dimensionaal):

$$\gamma_n \gamma_d \left(\Delta h d \frac{\rho_g g}{\gamma_{m\rho}} - \left(\frac{cd}{\gamma_{mc}} + \frac{c}{\gamma_{mc}} \frac{\Delta h}{\sin \alpha} + \left(\frac{\Delta h}{\tan \alpha} d \frac{\rho_g g}{\gamma_{m\rho}} - \frac{1}{2} \Delta h \frac{\rho_w g}{\gamma_{m\rho}} \frac{\Delta h}{\sin \alpha} \right) \frac{\tan \phi}{\gamma_{m \tan \phi}} \right) \right) \leq$$

$$\frac{c}{\gamma_{mc}} \frac{d}{\sin \alpha} + \frac{1}{2} d \frac{d}{\sin \alpha} \frac{\rho_g g}{\gamma_{m\rho}} \quad (6.3)$$

Voor de semi twee dimensionale benadering wordt niet aan het evenwicht voldaan als het stijghoogteverschil over de toplaag groter wordt dan 3,7 m. (Bij de aangenomen geometrie en eigenschappen zoals hiervoor zijn vermeld).

zanddijk met zandige toplaag boven water: afschuiven bij horizontaal uittredend grondwater

$$\tan \phi \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m\phi} \cdot \rho_g \cdot g \sin \alpha}{\rho_g \cdot g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w \cdot g}{\cos \alpha}} \quad (6.4)$$

Naast betreffende volumegewichten is in deze evenwichtsbeschouwing alleen de helling van het binnentalud van belang. Indien het talud flauwer dan 1:2,7 is, wordt microinstabiliteit bij een dichtheid van de grond van 1700 kg/m³ niet verwacht.

zanddijk met zandige toplaag boven water: uitspoelen bij horizontaal uittredend grondwater

$$\tan \alpha \leq \sqrt{\frac{\rho_g - \rho_w}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m\rho} \cdot \rho_w}} \quad (6.5)$$

Evenwicht wordt in vergelijking 1.5 bepaald door de dichtheid van water en grond en de helling van het binnentalud. Bij een dichtheid van de grond van 1700 kg/m³ bedraagt de minimale taludhelling waarbij geen microinstabiliteit optreedt 1:1,25.

zanddijk met zandige toplaag onder water: afschuiving bij stroming loodrecht op het talud

$$\tan \phi \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m\phi} \cdot (\rho_g - \rho_w) g \sin \alpha}{\rho_g \cdot g \cdot \cos \alpha - \rho_w \cdot g (\cos \alpha + i)} \quad (6.6)$$

Evenals in formule 1.4 en 1.5 is in evenwichtsvoorwaarde 1.6 alleen de taludhelling en de dichtheid van het water en de toplaag van belang. Bij een volumiek gewicht van de toplaag van 1700 kg/m³ bedraagt de minimale taludhelling waarbij geen microinstabiliteit optreedt 1:2,9.

zanddijk met zandige toplaag onder water: uitspoeling bij stroming loodrecht op het talud.

$$\cos \alpha \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m\phi} \cdot i \cdot \rho_w}{\rho_g - \rho_w} \quad (6.7)$$

Naast de taludhelling en het volumiek gewicht van de grond en het water speelt ook het verhang, i , van de freatische lijn in de dijk een rol bij evenwichtsvoorwaarde (6.7). Bij een verhang van 0,25 m per m en een volumiek gewicht van de grond van 17 kN/m^3 is de minimale taludhelling waarbij geen microinstabiliteit optreedt 1:0,4. Bij een verhang van 1:2 bedraagt de minimale taludhelling 1:1. De werkelijke verhanglijn volgt uit stromingsberekeningen.

In formules (6.1) en (6.3) wordt de cohesie van de afdekkende kleilaag gebruikt. Ook wordt gebruik gemaakt van de hoek van inwendige wrijving van klei. In [GD 2000-2] worden hierbij twee opmerkingen gemaakt:

- de kleilaag op het binnentalud zal door uitdroging onderhevig zijn aan structuurvorming. De klei valt dan in kleinere brokjes uiteen. Hierdoor kunnen de eigenschappen van de klei veranderen. Voor de doorlatendheid van gestructureerde klei is dit evident. Voor de wrijvingseigenschappen is dit nooit goed onderzocht.
- de cohesie wordt in de formules (6.1) en (6.3) op verschillende manieren gebruikt. Ten eerste als wrijvingseigenschap van de klei. Ten tweede wordt de treksterkte van klei gelijk gesteld aan de cohesie. Tenslotte wordt voor de wrijving op het scheidingsvlak tussen klei en zand de wrijvingseigenschappen van klei gebruikt. Deze aannamen zouden geverifieerd moeten worden.

Zoals opgemerkt zijn in Nederland slechts enkele voorbeelden bekend waarbij microinstabiliteit is opgetreden. Dit heeft nooit tot kruinverlaging geleid. Van dammen, waar sprake is van een langdurige of permanente hoogwatergolf, zijn wel kruinverlagingen en doorbraken als gevolg van een hoogwatergolf bekend.

Voor de kans op primair bezwijken door microinstabiliteit betekent dit dat deze zeer klein is maar niet verwaarloosbaar. Uit de voorbeeldberekening die bij elke evenwichtsvoorwaarde is gegeven volgt dat microstabiliteit niet snel zal optreden. Slechts bij een steil binnentalud en / of een groot stijghoogteverval over de toplaat wordt verwacht dat microinstabiliteit kan optreden.

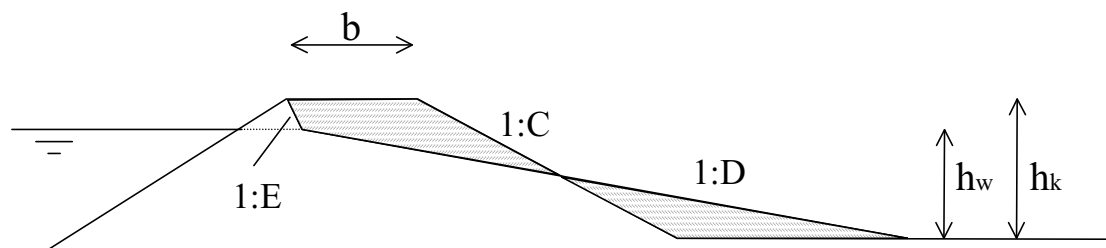
In een andere studie kan de kans op primair bezwijken door een probabilistische benadering van de evenwichtsmodellen nauwkeuriger worden vastgesteld. Bovendien kan de mogelijkheid van een tijdsaspect in de evenwichtsbeschouwingen worden onderzocht.

6.4.4 Kruinverlaging

Bij een voldoende hoge freatische lijn vindt een aanhoudend proces plaats van afschuivingen en erosie van losse of groepjes grondkorrels. Dit proces gaat door totdat de kruin is ondermijnd en lager wordt dan de buitenwaterstand of een evenwichtssituatie wordt bereikt. De snelheid waarmee dit proces verloopt is niet bekend. Er zijn geen voorbeelden uit Nederland waar het proces is opgetreden. Wel zijn er voorbeelden van doorgebroken stuw- of reservoirdammen.

Uit de ligging van de freatische lijn kan de plaats van het uittredepunt worden bepaald. Hiermee kan een minimaal dwarsprofiel worden afgeleid op basis van de helling waaronder materiaal erodeert en wordt afgezet en waaronder het talud boven de freatische lijn afschuift (natuurlijk talud). Op deze wijze kan worden bepaald of de kruinhoogte bij een bepaalde waterstand wordt aangetast en overslag en bresgroei optreden.

In het slechtst denkbare scenario ligt de freatische lijn op dezelfde hoogte als de buitenwaterstand. Het daarbij behorende (minimale) 'afslag' profiel kan daarbij worden bepaald op de wijze zoals in onderstaande figuur. Indien het oppervlak dat uit de dijk erodeert groter is dan het oppervlak dat aan de teen van de dijk wordt afgezet, zal de kruin van de dijk niet door microinstabiliteit worden verlaagd. Overslag kan voor verdere schade van het restprofiel zorgen.



1:E helling natuurlijk talud kernmateriaal

1:C binnentalud

1:D helling waaronder kernmateriaal wordt afgezet

Figuur 6.4: Bepaling restprofiel

Om een indruk te krijgen van de mogelijkheid van een kruinverlaging door microinstabiliteit is in onderstaande tabel de benodigde hoogte van de freatische lijn gegeven waarbij kruinverlaging optreedt als functie van de kruinbreedte en helling waaronder het talud wordt afgezet. Er wordt van uitgegaan dat het kernmateriaal zich onder een talud van 1:5 à 1:10 afzet. Voor het binnentalud is uitgegaan van een helling van 1:3.

helling waaronder kern- materiaal wordt afgezet	kruinbreedte dijk = 4 m			kruinbreedte = 6 m		
	$h_k = 4$ m	$h_k = 6$ m	$h_k = 8$ m	$h_k = 4$ m	$h_k = 6$ m	$h_k = 8$ m
1:5	3,9	5,5	7,2	4,0	6,0	7,7
1:7	3,3	4,8	6,3	3,7	5,2	6,8
1:10	2,7	4,1	5,5	3,1	4,5	6,0

Tabel 6.1 Minimaal benodigde freatische lijn in de dijk die tot kruinverlaging kan leiden

Uit de tabel volgt dat de freatische lijn in de dijk zeer hoog moet liggen om kruinverlaging te veroorzaken, met name wanneer de kruinbreedte toeneemt. Een dergelijke hoge freatische lijn in de dijk kan alleen optreden als de buitenwaterstand hoog is en de hoogwatergolf lang duurt. Onder dergelijke omstandigheden treedt bijna altijd overslag op. Overslag zal in dat geval sneller tot een kruinverlaging en dijkdoorbraak leiden dan microstabiliteit.

Het proces dat tot kruinverlaging leidt is sterk gerelateerd aan de hoogwaterduur. Bij dammen is de hoogwaterduur zo lang dat het hele bezwijkproces van een constructie kan optreden. Bij dijken is de hoogwaterduur veel korter. Bovendien is de verhouding tussen de kruinhoogte en breedte veel groter dan bij dijken langs rivieren. Kruinverlaging van rivier-, meer- en zeedijken door microinstabiliteit is

daarom een zeldzaamheid. Als indicatie voor overgangskansen tussen primair bezwijken en een kruin verlaging zonder overslag wordt het volgende voorgesteld:

- Bij voldoende restprofiel $P=0$
- Bij onvoldoende restprofiel $P=0,1$

In een volgende fase van het onderzoek kan het minimale profiel zonodig probabilistisch worden benaderd en eventueel een tijdaspect worden meegenomen. Bovendien kan worden ingegaan op de relatie tussen de hoge freatische lijn in de dijk en het optreden van overslag.

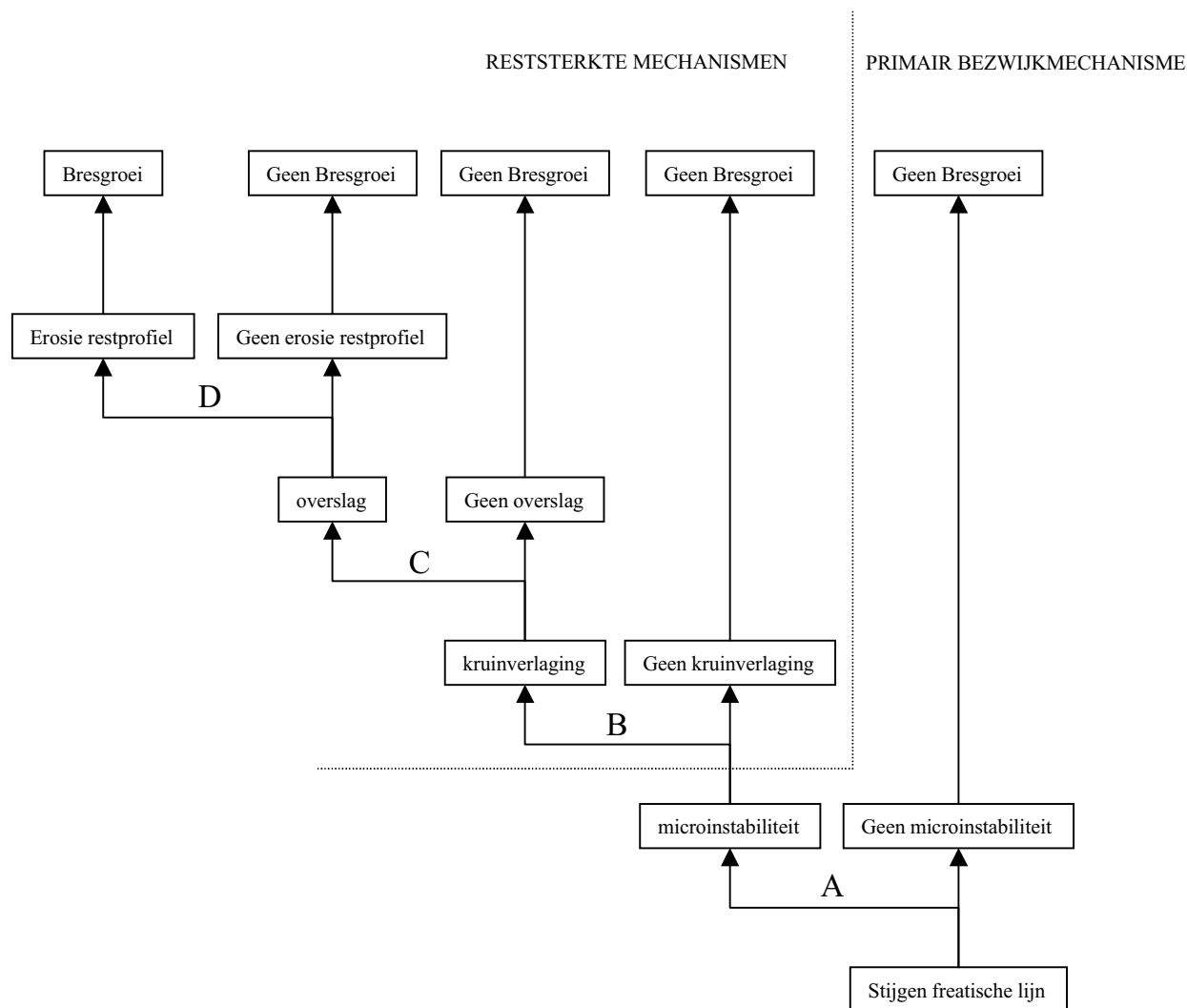
6.4.5 Overslag / Overloop

Indien na de kruinverlaging overslag en overloop optreedt zal dit verdere schade aan de dijk aanrichten en na verloop van tijd leiden tot dijkdoorbraak en bresgroei. Op het proces van overslag en overloop is in hoofdstuk 3 ingegaan.

6.5 Overzicht en conclusies

Onder microinstabiliteit wordt een locale instabiliteit van het binnentalud onder invloed van waterstroming en waterdrukken vanuit de kern van de dijk verstaan. Deze locale instabiliteit van het binnentalud kan vervolgens leiden tot vervolg instabiliteiten en tenslotte tot verlaging van de kruin van de dijk en aantasting van de waterkerende functie.

Eigenlijk bestaan er voor microinstabiliteit 7 primaire bezwijkmechanismen met dezelfde vervolgmecanismen. Doordat 7 dezelfde foutenbomen niet meer inzicht geven in het faaltraject wordt hier slechts één gebeurtenissenboom gegeven. Voor mechanisme A zijn echter 7 varianten mogelijk.



Figuur 6.5 Gebeurtenissenboom microstabiliteit

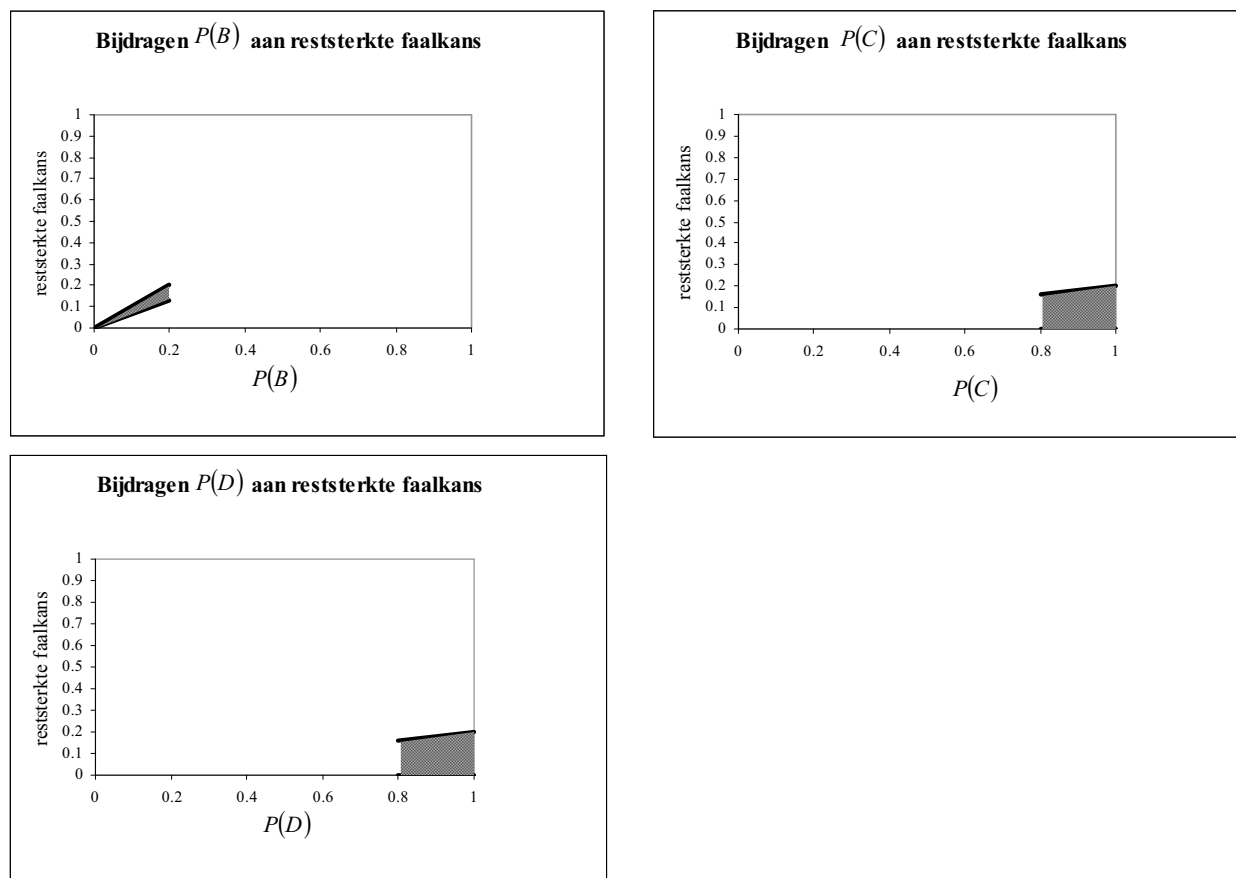
In Nederland zijn weinig praktijkgevallen van microinstabiliteit in de literatuur beschreven. Reden hiervoor is waarschijnlijk het hoofdzakelijk kleiige ophoogmateriaal (Bij kleidijken treedt geen microinstabiliteit op) en de relatief korte duur van hoogwater. De ‘nieuwere’ zanddijken zijn misschien gevoeliger voor microinstabiliteit. Veel rampen met dammen zijn echter wel veroorzaakt door microinstabiliteit. Dammen zijn, i.t.t. de meeste dijken, ontworpen als permanente waterkering met een grote waterkerende hoogte.

Met betrekking tot de vervolgmechanismen zijn geen praktijkproeven of experimenten bekend. Ook is er weinig of geen modelonderzoek naar microstabiliteit uitgevoerd. Voor de leidraad toetsen op veiligheid is een theoretisch model afgeleid.

mechanisme ¹	optreden afhankelijk van:	Model	Praktijk-situaties	indicatie overgangskans ⁶
A: primair mechanisme	binnentaludhelling; eigenschappen kernmateriaal; eigenschappen binnen- en buitenbekleding; duur hoogwatergolf; evt binnenberm; evt drain in binnenteen;	Evenwichtsmodel voor elk van de 7 mogelijke primaire mechanismen ²	Kloosterbosch, IJssel 1995	o
B: kruinverlaging	eigenschappen kernmateriaal eigenschappen hoogwatergolf breedte, hoogte van de dijk	Evenwichtsmodel van het restprofiel ³	dammen	0 – 0,2 ⁵ o
C: overslag	Eigenschappen hoogwatergolf eigenschappen kernmateriaal	Bresgroei model Visser, hoogwatervoorspellingsmodellen	dammen	0,8 – 1,0 -
D: erosie restprofiel	duur hoogwatergolf eigenschappen kernmateriaal	Bresgroei model Visser	dammen	0,8 – 1,0 -
¹ Microinstabiliteit treedt alleen bij zanddijken op zonder teendrainage en met een doorlatende buitenbekleding ² Het betreft hier theoretische modellen ³ Model is nooit getest, gevalideerd ⁴ Afhankelijk van veiligheidsfactoren en evenwichtsfactor ⁵ Afhankelijk van restprofiel ⁶ + blijkt uit praktijkgevallen / proefsituaties, een goede schatting is mogelijk op basis van ervaring en / of berekeningen o schatting op basis van aanwijzingen, bijvoorbeeld berekeningen; - schatting zonder onderbouwing.				

Tabel 6.2 Overzichtstabel microstabiliteit

De kans op bresgroei na optreden van mechanisme A bedraagt $P(B \cap C \cap D) = 0$ à 20 %. Een dominante bijdrage aan deze reststerktefaalkans wordt gegeven door mechanisme B, het optreden van kruinverlaging. Indien $P(B)$ klein is, is de reststerktefaalkans verwaarloosbaar klein. Bij een hoge overgangskans van mechanisme B is bresgroei, na primair bezwijken, niet uit te sluiten. De dominante invloed van mechanisme B blijkt ook uit onderstaande figuren waarin de bijdragen van de verschillende mechanismen aan de boven- en ondergrens van de reststerktefaalkans is gegeven.



Figuur 6.6 Bijdragen overgangskansen van verschillende deelmechanismen aan reststerkte faalkans microinstabiliteit

Een cruciale bijdrage aan de reststerktefaalkans wordt dus gegeven door mechanisme B. Indien kruinverlaging door microinstabiliteit optreedt, is er sprake van een hoge freatische lijn in de dijk waardoor de kans op overslag en erosie van het restprofiel groot wordt / is. Voor mechanisme B zijn geen gevalideerde modellen bekend. In een latere fase van het reststerkte project kan een theoretisch model worden ontwikkeld om de reststerktefaalkans beter te kunnen inschatten. Het belang van dit onderzoek is afhankelijk van de kans op primair bezwijken.

Microinstabiliteit wordt niet meegenomen in PC-Ring. Doordat microinstabiliteit weinig voorkomt, is weinig onderzoek naar dit mechanisme verricht. Zelfs modellen met betrekking tot het primaire bezwijkmechanisme zijn niet gevalideerd. Over de reststerktefaalkans na bezwijken door microinstabiliteit is daarom weinig te zeggen. Verwacht wordt dat de kans op primair bezwijken dusdanig klein is dat zelfs met een relatief grote reststerktefaalkans de totale faalkans klein blijft. Onderzoek na de kans op primair bezwijken is echter noodzakelijk om aan te tonen dat microinstabiliteit van ondergeschikt belang is. Dit onderzoek kan bestaan uit een validatie van de bestaande theoretische modellen en een onderzoek naar de omstandigheden dat microinstabiliteit in de praktijk een rol speelt (bijvoorbeeld duur van hoog water).

Indien overslag door een stijging van de buitenwaterstand optreedt nadat het primaire mechanisme microinstabiliteit is opgetreden, doet zich dezelfde situatie voor als bij het overslag of overloop

mechanisme nadat de bekleding is verdwenen. Aangezien het overloopmechanisme veel dominanter is dan microinstabiliteit, dus sneller schade aan de waterkering veroorzaakt, dient met dit mechanisme verder te worden gerekend om de reststerktefaalkans te bepalen.

7 Piping

7.1 Algemeen

Onder en achterloopsheid (piping) en hydraulische grondbreuk (heave) zijn verschijnselen die de stabiliteit van een dijk kunnen bedreigen. Piping treedt zowel bij zee- als rivierdijken op. Het materiaal van de kern en de bekleding zijn voor het optreden van piping niet van belang. Zandmeevoerende wellen, begin van het piping mechanisme, zijn bij de hoogwatergolven in Nederland in 1980, 1982, 1993 en 1995 veelvuldig waargenomen. [COW 1980][COW 1982][TAW 1994][TAW 1995]. Voorbeelden van falen van dijken door piping zijn de doorbraak van de dijk bij Zalk in 1926 [COW 1981], bij Nieuwkuijk in 1880 [COW 1981-1] bij Tholen 1884 [COW1980-1], de overstroming van de Tusschenklappenpolder bij een persing in 1992 [GD 1992] en een dijkdoorbraak van de Donau in Slowakije [Hull, 1998]. Het faaltraject van piping wordt uitgebreid omschreven in het TAW technisch rapport zandmeevoerende wellen [TAW 1999]. In 1991 zijn voor de verificatie van het piping model van Sellmeijer proeven in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium uitgevoerd [GD 1991-2]. Een evaluatie van de formules van Sellmeijer is in 2000 uitgevoerd [Loon 2000].

Piping is een belangrijk bezwijkmechanisme bij stuw- en andere dammen. Circa 25 % van het falen van dammen wordt veroorzaakt door piping [Hirschfeld 1972]. In het verslag van de dam breach processes workshop op internet (www.pswerl.ars.usda.gov/wkshp/contents.pdf) wordt opgemerkt dat slechts weinig piping doorbraken zodanig zijn gedocumenteerd dat men een faaltraject nauwkeurig kan beschrijven.

Bij de vergelijking tussen een (stuw)dam en een Nederlandse dijk moet rekening worden gehouden met het feit dat de kerende hoogte bij dammen vaak vele malen groter is dan bij rivier-, meer en zeedijken. Daarnaast is de duur van de hoogwatergolf bij stuw- en reservoirdammen vaak langer dan bij dijken. Overigens dient afgevraagd te worden in hoeverre veel damdoorbraken die worden toegeschreven aan piping niet het gevolg zijn van microinstabiliteit. Bij het falen van stuwdammen wordt piping gedefinieerd als een waterstroom door de dijk die gronddeeltjes meevoert door onbeschermde uitgangen. Onderwijl worden pipes of kanalen door de fundering of dam ontwikkeld. Indien kwel door de dam plaats vindt spreekt men bij dijken van microstabiliteit (in plaats van piping).

7.2 Mechanismenbeschrijving piping

Piping is het verschijnsel waarbij holle ruimten onder een dijk of kunstwerk ontstaan ten gevolge van een kwelstroom waarbij gronddeeltjes worden meegevoerd.

Een typische dijk waarbij piping kan optreden, is een klei- of zanddijk op een relatief dun pakket samendrukbare lagen op een zandlaag. De zandlaag staat in contact met een waterreservoir; zee, rivier, watergang etc. Wanneer de waterstand in de rivier toeneemt, nemen ook de waterspanningen in de zandlaag toe. Als deze waterspanningen aan de binnenzijde van de dijk groter zijn dan het gewicht van de afdekkende laag, zal deze gaan opdrijven. Door het opdrijven kunnen scheurtjes of gaten in de afdekkende laag ontstaan waardoorheen water naar het oppervlak kan stromen. Er ontstaat een wel. In

sloten ziet men het water eerst vertroebelen en bewegen zanddeeltjes verticaal op en neer waarna een wel ontstaat. Door erosie van de wel ontstaat een kanaal tussen de zandlaag en het maaiveld. Telkens wordt de weg van de minste weerstand gevolgd. Het geërodeerde materiaal uit de pipe wordt rondom de uitstroomopening afgezet. Door de uit de zandlaag optredende kwel worden zanddeeltjes vanuit deze laag naar het oppervlak getransformeerd. Het opbarstkanaal wordt opgevuld met zand dat zich in gefluidiseerde toestand bevindt. Er zijn nu twee mogelijkheden. Ten eerste kan de stroomsnelheid door de verhoogde weerstand in het opbarstkanaal zodanig afnemen dat het erosieproces stopt. Er ontstaat een wel die 'schoon' water levert. Een tweede mogelijkheid is dat een zandmeevoerende wel ontstaat. Zand stroomt door de wel vanuit de zandlaag naar het maaiveld. Er ontstaan erosiekanaaltjes onder de dijk. Beide processen zijn veelvuldig gesignaleerd tijdens de hoogwaters van 1993 en 1995. Maatregelen zijn daarna genomen om verdere piping mechanismen te voorkomen.

Indien geen maatregelen worden genomen wordt de wel groter en zullen meer wellen ontstaan.

Bij voldoende groot verval over de kering zullen ook de erosiekanaaltjes blijven groeien. De vorm van de erosiekanaaltjes of pipen die zijn waargenomen in de Deltagoot proeven zijn heel grillig. Telkens wordt de weg van de minste weerstand gevolgd. Er ontstaan steeds meer pipen, er verdwijnen pipen. In het algemeen worden ze wel steeds langer. Na verloop van tijd kan een zandmeevoerende wel schoon water leveren doordat het zijn evenwichtslengte bij het betreffende verval bereikt of de pipe dicht zandt. Een andere mogelijkheid is dat de pipe aansluiting heeft gevonden bij een andere pipe. Bij voldoende verval groeien de pipen naar elkaar toe. Er ontstaat één pipe die in lengte blijft toenemen. Op het moment dat de pipe halverwege de wel en het buitenwater is, is de groei niet meer te stoppen. Er ontstaat een open verbinding tussen het buitenwater en de wel. Als gevolg van het ontstaan van deze doorgaande verbinding zal de pipe verder eroderen en zullen waarschijnlijk holle ruimten onder de kering ontstaan. Na verloop van tijd storten deze ruimten in en treedt verzakking van de kruin op. Indien de buitenwaterstand nu hoger is dan de kruinhoogte treedt bresgroei op zoals omschreven bij het overloopmechanisme.

Het beschreven faaltraject is terug te vinden in enkele beschrijvingen van dijkdoorbraken. Over de dijkdoorbraak bij Tholen in 1894 wordt in het tweede deel van het "Beknopt praktisch leerboek der Burgerlijke en Waterbouwkunde" door BF Plasschhaart het volgende vermeld [COW 1980-1]:

'Op 30 december toen een hevige storm woedde, is door één van de dijkwachters van de Nieuw-Strijpolder op het eiland Tholen vlak voor een oesterput een uit de grond opwellende waterstraal waargenomen die in omvang voortdurend toenam. Er volgde daarna een langzaam inzinken van de dijk, welke over een lengte van 54 meter plotseling wegzonk. Het zeewater stroomde met donderend geweld door de polder binnen.'

Over de dijkdoorbraak van de Heidijk nabij Nieuwkuyk wordt het volgende geschreven [COW 1981]:

'Op 28 december 1880 is omstreeks 9.00 uur een wel ontdekt in het binnentalud, circa 0,5m boven de teen, van de Heidijk. De wel gaf een aanzienlijke hoeveelheid water. Om het water af te voeren is een geultje gegraven naar een sloot. Zodra de burgemeester van Nieuwkuyk van de situatie hoorde beval hij een buitenberm aan te leggen. Deze maatregel bracht geen verandering in de hoeveelheid uitstromend water. De diepte van de wel bedroeg in de loop van de avond 1 m. Ondanks het feit dat de wel schoon water gaf moest de sloot aan de teen iedere twee uur worden uitgediept. In de nacht van 29 op 30 december om 1 uur bracht de wel veel zand naar boven, de diameter was zo groot "als een kachelpijp" en de diepte "zodanig dat een lange frambozenstruik er geheel in verween". Enige tijd later was er sprake van een wel met een oppervlakte "gelijk aan een tafel" en om 1.30 vond een afschuiving van het binnentalud

plaats. Omstreeks 2.00 uur was de doorbraak een feit en binnen korte tijd was in de dijk een gat ontstaan met een breedte van 90 m. De breedte van het gat is uitgegroeid tot 150 m à 200 m; de maximale diepte van het wiel dat ter plaatse van de stroomgeul is ontstaan 15 m. Belangrijk om te weten is dat het gebied buitendijks korte tijd tevoren was ontgonnen waarbij sloten tot in de buitenteen van de dijk waren aangelegd. Zowel de dijk als de ondergrond waren zandig.'

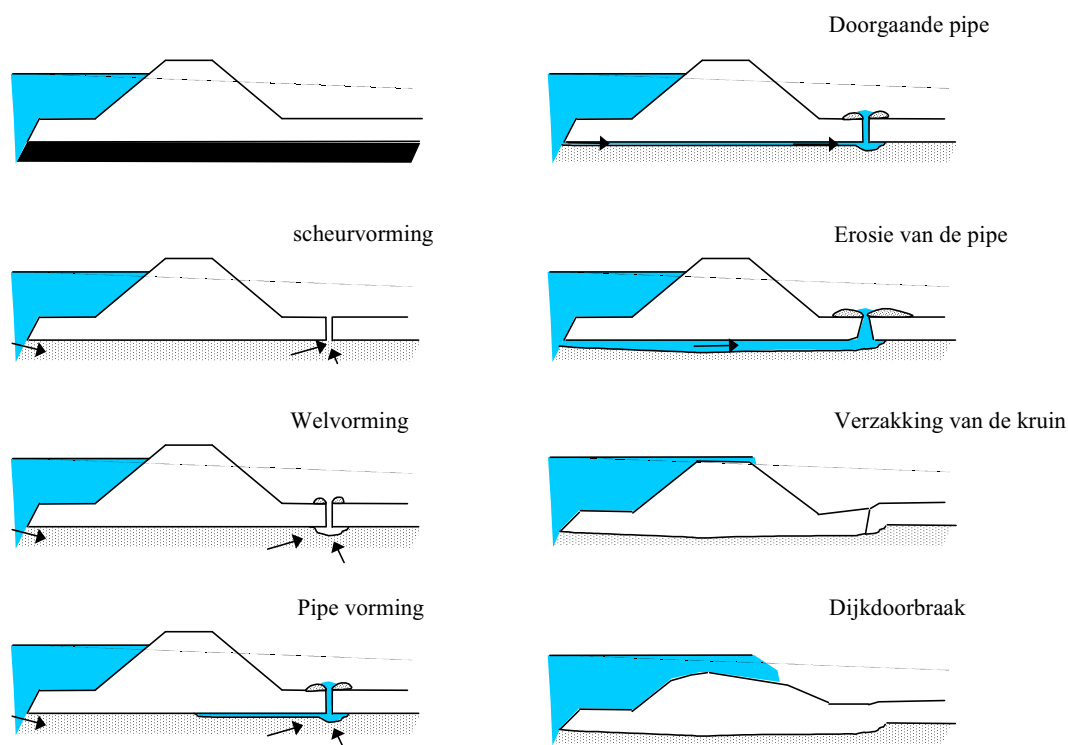
Over de dijkdoorbraak bij Zalk heeft dhr A. van der Linden van den Heuvell van de Provinciale waterstaat uitgebreid verslag gedaan. Enkele passages worden hieronder vermeld.

'Op 8 januari 1926 werd om omstreeks half acht een klein welletje door de dijkwacht in de buurt van Zalk ontdekt dat schoon water leverde. Aan de buitenzijde van de dijk was hier een diepe, slecht beklede kolk aanwezig. Ondanks het feit dat de wel weinig voorstelde werd door een gezelschap van ambtenaren van waterstaat en waterschap besloten de plek met grind af te dekken. Nauwelijks had het gezelschap de plek verlaten of de achtergebleven dijkwacht kwam aanhollen met de mededeling dat de dijk bezweek. Toen het gezelschap zich omdraaide zagen zij een manshoge modderfontein op de plek van de waargenomen wel.'

Een pipingkanaal bij een dam kan gemakkelijk ontstaan langs een zettingsscheur. Als zich eenmaal een wel heeft gevormd kan een doorbraak snel optreden (bijvoorbeeld Stockton Creek dam (12 uur) - en Teton dam). Er zijn ook voorbeelden bekend waar een wel niet tot doorbraak heeft geleid (bijvoorbeeld Wister dam 1949)

Bij doorbraken van dammen door piping wordt overigens geconstateerd dat de holle ruimten niet instorten maar de dam vanaf de teen in de richting van de kruin afschuift. Indien een eerste afschuiving is opgetreden duurt het niet lang of de dam is bezweken.

Bij verticale grondwaterstroming in zandige grond, bijvoorbeeld achter een kwelscherm aan de binnenzijde van een waterkering, stelt zich een verticaal verhang in waardoor de effectieve spanningen in de grond afnemen. Bij een sterke stroming kunnen de effectieve spanningen zelfs tot nul reduceren. Dit mechanisme heet heave. In deze studie wordt niet verder ingegaan op het verschijnsel heave.



Figuur 7.1 Piping

7.3 Fasering en duur van dijkdoorbraak door piping

In het technisch rapport Zandmeevoerende wellen van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen [TAW, 1999] worden de volgende fasen bij piping onderscheiden:

- opdrijven afdekkende laag aan de binnenzijde van de dijk;
- opbarsten van de afdekkende laag en het ontstaan van wellen;
- het eroderen van de zandlaag en het ontstaan van doorgaande pipes;
- kruinverlaging door het instorten van holle ruimten;
- dijkdoorbraak en bresgroei;

Analyses van een dijkdoorbraak van de Donau in Slowakije [Hull, 1998] geven de verschillende fasen weer. De ondergrond bestond hier uit grofkorrelige lagen (doorlatendheid 10^{-4} tot 10^{-1} m/s afgedekt met een kleilaag. De verschillende opeenvolgende mechanismen kunnen ook worden afgeleid uit de beschreven dijkdoorbraken door de COW. De laatste fasen zijn ook opgetreden bij de overstroming van de Tuschenklappenpolder [GD 1992].

Gedurende de hoogwaters in 1980, 1982, 1993 en 1995 zijn vele wellen, schone en zandmeevoerende, langs de rivierdijken geconstateerd. Maatregelen zijn genomen waardoor doorgaande kanaaltjes niet zijn ontstaan. Er is enige tijd nodig om van wel tot pipe te komen gezien het feit dat tijdens de bovengenoemde hoogwaters genoeg tijd was om maatregelen te nemen. Bij de dijkdoorbraak bij Zalk zat echter weinig tijd tussen het ontdekken van de wel en de dijkdoorbraak. Bij de beschrijving van de dijkdoorbraak in Tholen wordt geen tijdsduur gegeven. Wellen ontstonden dikwijls op plaatsen waar

al een verbinding met het zand aanwezig was, bijvoorbeeld bij paaltjes, of molshopen. Een eenmaal opgetreden wel komt bij een volgend hoog water vaak weer terug. Zowel langs rivierdijken als langs zeedijken worden zandmeevoerende wellen aangetroffen.

Bij kleinschalige proeven bleek dat indien eenmaal een doorgaande pipe is gevormd verdere erosie zeer snel verloopt. Ook het tijdsbestek waarin de ontvangstput van de persing in de Tusschenklappenpolder volstroomde nadat een doorgaande pipe was ontstaan, duidt op een snelle erosie. Enkele minuten nadat de put was volgestroomd bezweek de dijk.

Het optreden van piping is naast de stijghoogte in het diepe zand en het maaiveldniveau afhankelijk van de dikte van zowel het afdekkende slappelagen – als het daaronder gelegen zandpakket. Daarnaast speelt de aanwezigheid van tussenzandlaagjes een cruciale rol. Ook de breedte van het dijklichaam, lees afstand tussen in- en uittredepunt, is van groot belang.

Het erosieproces van de onderliggende zandlaag is afhankelijk van de zandeigenschappen zoals de korrelverdeling. Daarnaast is natuurlijk de duur van de hoogwatergolf van belang.

Maatregelen om piping te voorkomen zijn het aanleggen van een binnenberm of het plaatsen van een kwelscherm. Nadat een wel is gevormd worden vaak zandzakken rondom de wel geplaatst zodat deze stopt met water leveren en verdere schade wordt voorkomen.

Bijna een kwart van het falen van dammen wordt toegeschreven aan piping. Piping is daarbij gedefinieerd als het vormen van kanaaltjes zowel onder de dijk als ook door de dijk (microinstabiliteit). Het faaltraject bij dammen wordt niet altijd voorafgegaan door opdrijven en welvorming. Vaak ontstaan piping kanaaltjes door zettingsverschillen.

7.4 Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte

7.4.1 PC-ring

Het programma PC-ring gaat ervan uit dat bezwijken van een dijk door piping optreedt als sprake is van opbarsten en piping. Reststerkte bestaat uit de sterkte van de kering nadat een doorgaande pipe is gevormd.

7.4.2 opbarsten, wel- en scheurvorming

De situatie van opbarsten, wel- en scheurvorming kan worden bepaald met een opbarstmodel. Dit is een simpele evenichtsvergelijking tussen de opwaartse kracht van het water in het zandpakket en de neerwaartse kracht van het eigengewicht van de afdekkende laag grond. Cohesieve krachten in de toplaag en spanningsspreiding worden meestal niet meegenomen.

Wanneer de waterspanning in de zandlaag groter is dan het gewicht van de afdekkende laag drijft deze op. In de opdrijfzone vormen zich door scheurvorming kanalen waardoor een wel ontstaat. Het ontstaan van scheuren na opdrijven hangt af van de eigenschappen van de afdekkende laag. In cohesieve grond zullen minder snel scheuren ontstaan dan in niet cohesieve grond.

De waterspanningen in de zandlaag kunnen worden bepaald met een grondwaterstromingsmodel, zoals Watex en Micro-fem. Watex is een analytisch tijdsafhankelijk model. Micro-fem is een numeriek model, waarin tijdsafhankelijke randvoorwaarden kunnen worden opgegeven. Beide modellen zijn niet stationair.

Het optreden van een wel hoeft niet direct tot piping te leiden. Dit wordt bevestigd door het feit dat tijdens de hoogwaters van 1980, 1982, 1993 en 1995 vele schone wellen zijn aangetroffen. In deze studie wordt verondersteld dat bij een zandmeevoerende wel in tegenstelling tot een schone wel een pipe wordt gevormd (waar komt het zand anders vandaan).

In onderstaande tabel zijn het aantal wellen tijdens de hoogwaters van 1993 en 1995 aangegeven. Overigens zijn waar nodig, na het optreden van de wellen, maatregelen genomen waardoor piping zich niet verder kon ontwikkelen. Gezien het feit dat in het verleden verschillende dijkdoorbraken door piping zijn opgetreden hebben deze maatregelen hoogstwaarschijnlijk enkele dijkdoorbraken voorkomen. Als geen (permanente) maatregelen worden genomen komt een eenmaal gevormde wel elke hoog water weer terug.

wel	1993 ¹	1995 ²
schoon	onbekend	onbekend
zand meevoerend	onbekend 24 locaties worden met name vermeld.	onbekend
totaal	120 locaties	180 locaties
opmerkingen	Enkele wellen voerden meer dan 2 kubieke meter zand mee. Nergens heeft welvorming tot gevaarlijke situaties geleid	Bijna alle wellen die in 1993 optraden zijn ook in 1995 opgetreden

¹ Gegevens overgenomen uit [TAW 1994]

² Gegevens overgenomen uit [TAW 1995]

In de verslagen van de hoogwaters van 1993 en 1995 is niet duidelijk aangegeven hoeveel wellen zand meevoerden en hoeveel wellen schoon waren. Vast staat dat in ieder geval een aanzienlijk deel van de wellen zandmeevoerend was. In [TAW 1994] worden 24 locaties met name genoemd. Het is waarschijnlijk dat daarnaast, minder speciale, zandmeevoerende wellen zijn opgetreden. In [TAW 1995] wordt melding gemaakt van 180 locaties met wellen zonder dat daarbij onderscheid wordt gemaakt tussen zandmeevoerende en schone wellen. Daaruit wordt geconcludeerd dat beide welvormen geregeld voorkwamen.

7.4.3 Piping modellen: methode van Bligh, Lane en Sellmeijer

In de loop der tijd zijn er een aantal methoden ontwikkeld om piping te voorkomen. Hierbij wordt in het algemeen een evenwichtssituatie gedefinieerd met een minimale lengte tussen in- en mogelijk uittredepunt zodanig dat geen doorgaande pipe kan worden gevormd.

De belangrijkste methoden om piping(controle)berekeningen te maken zijn de methoden van Bligh, Lane en Sellmeijer.

Bligh heeft (met name in India) een aantal gevallen van falen van kleine stuwdammen door piping geïnventariseerd en geanalyseerd. Op basis van deze inventarisatie heeft hij een empirische rekenregel afgeleid die de veiligheid van een constructie tegen piping verzekerd. De regel definieert een minimaal benodigde kwelweglengte die gebaseerd is op het verval over de kering en een sijpelfactor. De sijpelfactor is afhankelijk van de mediane korreldiameter van de zandlaag.

Lane heeft op basis van bezwijken en niet bezwijken constructies empirisch een kwelweglengte gedefinieerd afhankelijk van het verval over de kering, de totale lengte van de horizontale delen van de kwelweg, de lengte van de verticale delen van de kwelweg en een gewogen sijpelfactor. De gewogen sijpelfactor is afhankelijk van de grondlaag die op piping wordt onderzocht.

De methode van Sellmeijer is eind vorige eeuw ontwikkeld om de Nederlandse dijken uitgekiender te ontwerpen. Sellmeijer heeft een mathematisch rekenmodel ontwikkeld op basis van laboratoriumproeven. Het model bestaat uit een koppeling van een stromingsvergelijking voor de beschrijving van grondwaterstroming in een zandlaag, een vergelijking voor laminaire stroming door een erosiekanaaltje en een evenwichtsvergelijking van de stroom en sleepkrachten. Met behulp van deze vergelijkingen wordt op de volgende manier het maximale verval over de kering bepaald.

$$\Delta H_c = c \alpha \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \tan(\theta) [0.68 - 0.10 \ln(c)] L$$

waarin:

ΔH_c het kritieke verval over de kering [m]

γ_w het volumegewicht van water [kN/m³]

γ'_p (schijnbaar) volumegewicht van kwarts onder water [kN/m³]

θ de beddingshoek van zandkorrels [°]

η de sleepkrachtfactor (coëfficiënt van White)

κ de intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m²]

L lengte van de kwelweg horizontaal gemeten [m]

c factor afhankelijk van o.a. korrelverdeling

α reductiefactor o.a. afhankelijk van dikte zandlaag

Het rekenmodel van Sellmeijer beschrijft de situatie van pipevorming waarbij de lengte van de pipe gelijk is aan de halve basis van de kering.

Aangenomen wordt dat het mathematische model van Sellmeyer beter is dan de empirische rekenregels van Bligh en Lane. Het mathematisch model blijft echter een onvolledige beschrijving van de werkelijkheid met allerlei onzekerheden. Zo wordt er bijvoorbeeld van een homogene zandlaag uitgegaan.

Alle methoden beschrijven een evenwichtssituatie. Er wordt niet gekeken naar de tijd waarin deze evenwichtssituatie ontstaat. Op basis van het model van Bligh, Lane en Sellmeijer kunnen daarom moeilijk uitspraken worden gedaan over overgangskansen die afhankelijk zijn van de duur van de

hoogwatergolf. Het model geeft alleen aan dat de mogelijkheid van een doorgaande pipe groot wordt bij een bepaalde waterstand.

Een methode om een evenwichtsvergelijking voor piping probabilistisch te benaderen wordt gegeven in het artikel Probability of dike failure due to uplifting and piping [Noortwijk e.a. 1999]. In deze benadering zit, net als in bovengenoemde evenwichtsbenaderingen geen tijdsaspect.

7.4.4 Erosie doorgaande pipe en verzakken van de kruin

Erosie van een doorgaande pipe en het verzakken van de kruin is niet meegenomen in het model van Sellmeijer. Ook in PC ring wordt hiermee geen rekening gehouden. Zodra een doorgaande pipe is opgetreden wordt verondersteld dat de dijk geen sterkte meer heeft. Verwacht wordt dat inderdaad weinig reststerkte is te verwachten omdat uit praktijkvoorbeelden en experimenten blijkt dat als zich éénmaal een pipe tot halverwege de dijk heeft gevormd, een doorgaande pipe en een dijkdoorbraak bijna niet meer te voorkomen zijn. Met andere woorden, het vormen van een doorgaande verbinding, erosie van de pipe en verzakken van de kruin heeft een overgangskans van bijna één.

De grote overgangskans wordt ondersteund door de verschillende opgetreden dijkdoorbraken en kijkproeven. Hierbij is een snel erosieproces geconstateerd na het ontstaan van een doorgaande pipe. De duur van het erosieproces (maximaal enkele uren) is dan korter dan de duur van het hoogwater (meerdere uren). Ook bij damdoorbraken verloopt het proces na een doorgaande pipe snel.

Daarnaast is, voor zover bekend, nog nooit een pipingproces bij een dijk gestopt na het ontstaan van een doorgaande pipe. Daarbij dient te worden opgemerkt dat het moeilijk is om in werkelijkheid een doorgaande pipe te constateren zonder dat de dijk faalt. Alleen nadat een kruinverlaging is opgetreden kan men met zekerheid vast stellen dat een doorgaande pipe is opgetreden.

7.4.5 Overslag / overloop en dijkdoorbraak

Een kruinverlaging treedt op nadat dusdanig grote holle ruimten onder de dijk zijn ontstaan waardoor de dijk instort. De dijk zal niet bij kleine holle ruimten instorten. De kruinverlaging zal daarom aanzienlijk zijn. Dat vervolgens overslag en overloop optreedt lijkt aannemelijk.

Er zijn echter te weinig praktijkgevallen bekend en geen rekenmodellen voorhanden om een exacte overgangskans vast te stellen. Op basis van bovenstaande en de bekende praktijkgevallen lijkt een overgangskans van 0,8 à 1,0 een goede schatting.

Indien overslag en overloop optreedt zal de dijk waarschijnlijk snel falen. Het instorten van de holle ruimten heeft vermoedelijk de opbouw van de dijk aangetast. Scheuren en afschuifvlakken zijn door de gehele dijk ontstaan wat het erosieproces door overslag versneld. Bij zanddijken is vanzelfsprekend sneller sprake van een doorbraak dan bij kleidijken. Voor een gedetailleerdere beschrijving van het overslagmechanisme wordt naar hoofdstuk 3 verwezen. Vooralsnog wordt de overgangskans van overslag / overloop tot dijkdoorbraak op 0,8 à 1,0 geschat.

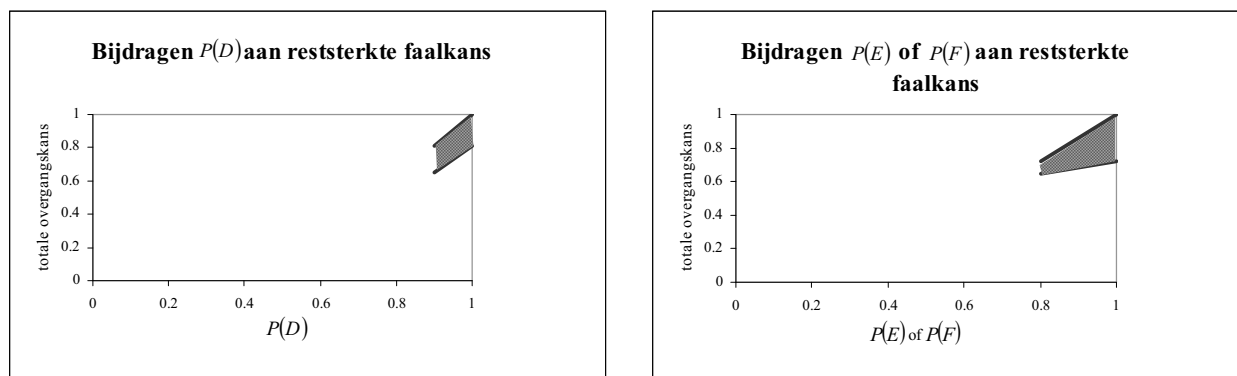
Mech.	beschikbare modellen	afhankelijk van	Praktijkvoorbeelden	overgangskans	
				indicatie	kwaliteit ¹
A	evenwichtsbeschouwing/ opbarstmodel	stijghoogte in zandlaag eigenschappen top laag	Diverse hoogwaters, oa 1980, 1993, 1995	N.v.t. - primair faalmechanisme	
B	-	stijghoogte verval eigenschappen zandlaag	Diverse hoogwaters, oa 1980, 1993, 1995		
C	Bligh / Sellmeyer	stijghoogteverval, eigenschappen zandlaag	Donau (Slowakije) Tussenplakkenpolder		
D	-	kruinhoogte	Donau (Slowakije) Tussenplakkenpolder, damdoorbraken Dijkdoorbraak bij Zalk, Tholen en Nieuwkyk	0,9 – 1,0	+
E	zie hoofdstuk 3 Overslag / overloop	buitenwaterstand, kruinhoogte	Donau (Slowakije) Tussenplakkenpolder, damdoorbraken Dijkdoorbraak bij Zalk, Tholen en Nieuwkyk	0,8 - 1,0	+
F	-	dijkopbouw	Donau (Slowakije) Tussenplakkenpolder, damdoorbraken Dijkdoorbraak bij Zalk, Tholen en Nieuwkyk	0,8 – 1,0	+

¹ + blijkt uit praktijkgevallen / proefsituaties;
o redelijke schatting op basis van aanwijzingen, bijvoorbeeld berekeningen;
- schatting zonder onderbouwing.

Tabel 7.1 Overzichtstabel Piping

Gegeven de schattingen voor de overgangskansen in bovenstaande tabel kan een reststerkte faalkans worden berekend van 0,78 à 1,0.

De kleine bijdrage aan de reststerkte volgt ook uit onderstaande figuren waarin de bijdrage van elk deelmechanisme is uitgezet tegen de totale reststerktefaalkans. Nader onderzoek naar de overgangskans van deze deelmechanismen levert geen wezenlijke bijdrage aan het verkleinen van de reststerkte faalkans.



Figuur 7.3 Bijdragen deelmechanismen van piping aan reststerktefaalkans

8 Erosie buitentalud

8.1 Algemeen

Dit hoofdstuk richt zich op de situatie dat initiële schade ontstaat op het buitentalud van de dijk. In het algemeen zal het buitentalud voorzien zijn van een bekleding. In paragraaf 2.3 is een beschrijving gegeven van veel voorkomende typen bekleding, waarbij ten behoeve van een beschrijving van het schadeverloop van de bekleding tevens onderscheid is gemaakt naar de samenstelling van de kern en de omgeving (zeedijk of rivierdijk). Een overzicht is gegeven in **Figuur 2.2**. De figuren waarnaar in dit hoofdstuk wordt verwezen zijn gegeven in bijlage 2.

In het volgende wordt voor de verschillende bekledingstypen en -lagen kort beschreven hoe en waar in het algemeen initiële schade aan de bekleding ontstaat. Bovendien worden resultaten besproken van tests die in het verleden zijn uitgevoerd om het inzicht in het schadeverloop te vergroten. De beschouwingen vormen achtergrondinformatie bij de meer systematische mechanismenbeschrijving, welke voor elk bekledingstype is gepresenteerd. Indien uit de literatuur af te leiden, zijn ook indicatieve waarden voor de tijdsduur benodigd voor erosie van bepaalde bekledingsonderdelen vermeld. Voor indicatieve waarden voor de tijdsduur van de belasting wordt verwezen naar paragraaf 2.4.

Gegeven een bepaalde belasting kan worden verwacht dat het schadeverloop na het ontstaan van initiële schade in hoge mate wordt bepaald door:

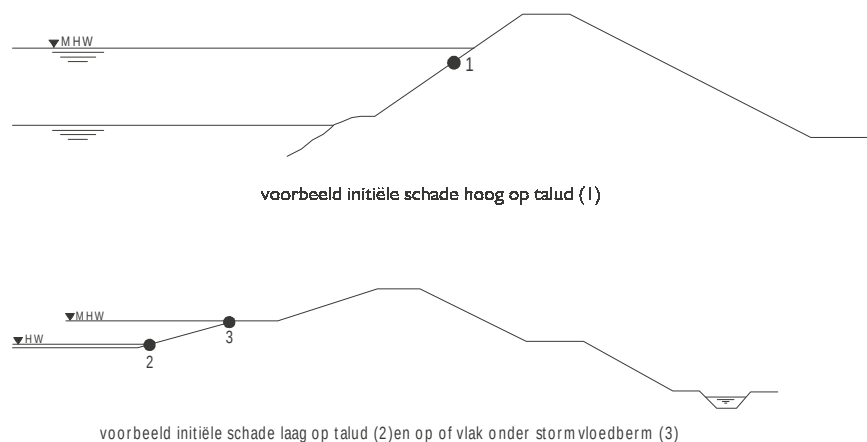
- Het constructietype
- De plaats in de bekleding waar initiële schade optreedt

Bij de beschouwingen wordt uitgegaan van een bij aanvang van de storm onbeschadigde bekleding. aangenomen is dat door onderhoud van de dijk bijvoorbeeld niet te veel molshopen voorkomen in een grasbekleding en geen scheuren in een asfaltbekleding. Met andere woorden, de initiële schade ontstaat tijdens de storm als gevolg van bijvoorbeeld golfaanval of waterstandvariaties.

In de huidige studie is de aandacht voor wat betreft het schetsen van de schadeverloop gericht op de in Figuur 2.2 met pijlen aangegeven constructie-typen. De zeedijk met laag voorland is als basis genomen, en deze is beschouwd voor 6 combinaties van veel voorkomende bekledingen en kernen. Alleen in het geval dat voor zeedijken met hoog voorland of voor rivierdijken een beduidend andere ontwikkeling wordt verwacht, wordt hierop ingegaan.

Voor wat betreft de plaats waar initiële schade optreedt kan globaal onderscheid worden gemaakt tussen (zie onderstaande schets):

- 1 hoog op het buitentalud (relatief dicht bij de kruin), zonder berm
- 2 laag op het buitentalud (ver onder de berm)
- 3 op het buitentalud, op of vlak onder de stormvloedberm



Tot slot van elke paragraaf zijn de beschikbare rekenregels samengevat.

De praktijkgegevens met betrekking tot de erosie van een kleilaag zijn ondergebracht in de beschrijving van erosie van een steenzetting (paragraaf 8.2), omdat een steenzetting vaak in combinatie met een kleilaag wordt uitgevoerd. De gegevens voor de kleilaag zijn echter ook relevant voor de beschrijving van de erosie van een grasbekleding (paragraaf 8.3).

Opgemerkt wordt dat de beschouwingen een twee dimensionaal karakter hebben. In de werkelijkheid kunnen langseffecten optreden, bijvoorbeeld als op twee dicht bij elkaar gelegen plaatsen op het talud initiële schade optreedt. Indien vanuit beide locaties de schade gaat groeien, kunnen de gaten elkaar bereiken, waarna het verdere schadeverloop wellicht anders verloopt. Hierop wordt in dit rapport niet ingegaan.

8.2 Steenzetting

8.2.1 Resultaten proeven

De belangrijkste oorzaak van initiële schade aan een steenzetting is de golfbelasting. Waterstandvariaties kunnen alleen bij ingegoten steenzettingen schade veroorzaken, maar die blijven buiten het kader van deze studie. De schade aan de bekleding ontstaat meestal iets onder de waterlijn (ongeveer tussen de waterlijn en één golfhoogte daaronder).

Zetting op filter

In [CUR, TAW, 1992] wordt op basis van interpretatie van grootschalig modelonderzoek [Burger, 1984 en Burger, 1985] voor wat betreft de reststerkte van bekledingen de volgende orde-grootte van tijd gegeven voor het schadeverloop aan een gezette bekleding.

1. Blokken-uitvullaag-mijnsteen-zand
Na het uitlichten van één steen ontstaat na ongeveer 1 a 2 uur een zodanige ondermijning van de toplaag dat deze instort en korte tijd daarna wordt weggeslagen. Het is onbekend of de mijnsteen nog enige weerstand tegen de zware golfaanval kan bieden.
2. Basalt-uitvullaag-vlijlagen-goede klei
Na het uitlichten van één steen ontstaat binnen een uur een groot gat in de toplaag. Daarna kan vooral de goede klei nog vele uren een zware golfaanval weerstaan.
3. Blokken direct op matige klei

Na het uitlichten van het eerste blok volgen er snel meer. De erosiediepte van de klei schrijdt daarna voort met een snelheid van ongeveer 5 a 10 cm/uur.

In [Klein Breteler,1992] en [de Vroeg, 1992] is verslag gedaan van onderzoek naar de reststerkte van dijkbekledingen. In het kader van dit onderzoek zijn o.a. tests uitgevoerd in een golfbasin waarbij de ontwikkeling van het gat in de filterlaag bij bepaalde gaten in de toplaag (verondersteld te bestaan uit blokken) is bestudeerd. Globale formules voor de groei van het gat in de filterlaag zijn afgeleid uit de testresultaten.

Kleilaag

In 1992 is onderzoek in de Deltagoot gedaan naar de erosie van klei onder invloed van brekende golven. Er zijn toen twee typen klei aangebracht op een talud van 1:4, namelijk een relatief schrale klei en een relatief vette klei. Er zijn proeven uitgevoerd met een $H_s = 1,5$ m en $H_s = 1,0$ m. Uit de proeven bleek dat door de golven de klei vooral onder de waterlijn erodeert en dat het erosieproces in horizontale richting voortschrijdt. Een opmerkelijk resultaat van de proeven was dat de relatief vette klei sneller erodeerde dan de schrale klei. Het erosieproces ging eerst vrij snel (30 à 50 cm/uur in het eerste uur), maar ging vervolgens steeds verder vertragen (tot slechts 5 cm/uur in de schrale klei bij een golfhoogte van $H_s = 1,0$ m).

Uiteindelijk was de 80 cm dikke, relatief vette, kleilaag bij $H_s = 1,5$ m geërodeerd na ongeveer 2,5 uur, en bij $H_s = 1,0$ m na ongeveer 4,5 uur. De proef op te schrale klei was gestopt voordat de erosie een diepte van 80 cm had bereikt. Een voorzichtige extrapolatie van het erosieproces geeft aan dat de reststerkte van een 80 cm dikke relatief schrale kleilaag bij $H_s = 1,5$ m ongeveer 4 uur is, terwijl bij een golfhoogte van 1 m de erosie bij een diepte van ongeveer 45 cm nauwelijks meer voortschreed en daardoor wellicht meer dan 10 uur is.

8.2.2 Mechanismenbeschrijving

Schadeverloop bij initiële schade hoog op het buitentalud

Een eerste voorbeeld van overgangstoestanden, voor het geval van initiële schade hoog op het talud voor een zeedijk met zandkern en met als bekleding een steenzetting op filter en geotextiel is geïllustreerd in Figuur 8.1, 8.2 en gebeurtenissenboom 1 (zie Bijlage 3). De volgende fasen kunnen worden onderscheiden:

1. Initiële schade (prent 1 en 2).
Een blok wordt door de golven uit de steenzetting gelicht, waarna begin van erosie van de toplaag en de uitvullaag/filterlaag optreedt. Mogelijke oorzaken voor het ontstaan van initiële schade zijn in paragraaf 8.2.1 genoemd.
2. Groeien van gat in steenzetting (prent 3 en 4).
Door de golfaanval groeit het gat in de steenzetting. Bij geringe klemming van de stenen kan dit gelijkmatig optreden onder de invloed van de golven, terwijl bij een goed geklemde zetting eerst een deel van de zetting ondermijnd wordt waardoor een vrije overspanning ontstaat. Vervolgens kunnen delen van de steenzetting instorten.
3. Geotextiel aan golfaanval blootgesteld (prent 5, 6b,7b)
Nadat de steenzetting en de uitvullaag over enig oppervlak zijn beschadigd, wordt het geotextiel direct aan golfaanval (en/of stroming) blootgesteld. Het geotextiel kan wat flapperen. Indien een overlapnaad van het geotextiel door het gat loopt, kan door uitspoeling van kleimateriaal de onder het geotextiel gelegen kleilaag eroderen.
4. Geotextiel scheurt (prent 6a, 7a)

Het is mogelijk dat het geotextiel als gevolg van de aanhoudende golfaanval scheurt of beschadigd raakt door de uit steenzetting losgeraakte stenen. In dat geval wordt de kleilaag aan directe golfaanval blootgesteld en kan worden verwacht dat de erosie van de kleilaag sneller zal verlopen dan bij een ongescheurd geotextiel.

5. Zandkern aan golfaanval blootgesteld (prent 8)

Nadat de kleilaag lokaal over de volledige dikte is geërodeerd wordt de zandkern aan directe golfaanval blootgesteld. De zandkern zal eroderen. Aangezien het zand in de kern minder samenhang vertoont dan de klei in de laag erboven, is het te verwachten dat de kleilaag ondermijnd wordt. De golven kunnen delen van de ondermijnde kleilaag afslaan, waardoor de kleilaag mogelijk sneller zal eroderen dan in de voorafgaande fase.

Het is nu mogelijk dat de bekleding rond het gat in de kern afkalft en verdwijnt. Het is ook mogelijk dat de bekleding rond het gat in de kern intact blijft of in het gat schuift en verdere aantasting van de kern stopt of afremt.

6. Erosie bereikt de kruin (prent 9)

Bij doorgaande erosie van de zandkern en afbrokkeling van de ondermijnde kleilaag en steenzetting kan de kruin van de dijk door de erosie worden aangetast. In het hier beschouwde geval van initiële schade hoog op het buitentalud kan de kruin direct door het golfafslagproces in de zandkern worden aangetast

7. Kruin verlaagt tot onder waterstand, falen (prent 9)

Op het moment dat de erosie de achterkant van de kruin heeft bereikt, zal verdere erosie verlaging van de kruin tot gevolg hebben. Op het moment dat de kruin tot onder de waterspiegel daalt en water (lokaal) over de kruin begint te stromen kan gesproken worden van een initiële bres.

In verschillende stadia van bovenstaande gebeurtenissenreeks kunnen vertakkingen optreden, bijvoorbeeld bij de ontwikkeling van het gat in de toplaag (afhankelijk van de mate van inklemming, zie prent 3a of 3b in Figuur 8.1) en bij de erosie van de kleilaag (afhankelijk van het al dan niet scheuren van het geotextiel, zie prent 7a of 7b in Figuur 8.2. Uiteraard kan het proces na elke stap in de gebeurtenissenreeks stoppen, bijvoorbeeld als de waterspiegel daalt of als er effectief menselijk ingrijpen plaatsvindt.

Schadeverloop bij initiële schade laag op het buitentalud

Voor het schadeverloop bij initiële schade laag op het talud (ver onder de berm) wordt verwezen naar de Figuren 8.3 t/m 8.5 en gebeurtenissenboom 2 in Bijlage 3. In Figuur 8.3, prent 1, is een veel voorkomende doorsnede weergegeven waarbij het deel onder de berm grotendeels bestaat uit het restant van een oude kleidijk. Het deel boven de berm bestaat uit een later aangebrachte versterking met zandkern.

1. Initiële schade (figuur 8.3, prent 2)

Voor wat betreft het geval van initiële schade laag op het buitentalud kan voor de eerste fase van het schadeverloop aan de bekleding (tot en met de uitvullaag) een soortgelijk beeld worden verwacht als geschetst in figuur 8.1, prent 1 t/m 4.

2. Groei van gat in steenzetting (Figuur 8.3, prent 3)

Door de golfaanval groeit het gat in de steenzetting en de uitvullaag en wordt de onderliggende kleikern aan directe golfaanval blootgesteld. De kleikern erodeert.

Bedacht dient te worden dat de berm van de dijk in het algemeen op het niveau van het ontwerppeil ligt. Aangezien initiële schade in een steenzetting meestal net iets onder de waterspiegel optreedt, zijn voor initiële schade laag op het talud twee scenario's relevant. In het eerste scenario ontstaat de initiële schade op het hoogste waterniveau dat gedurende de beschouwde storm voorkomt, en ligt dit hoogste niveau onder het ontwerppeil. Dit scenario is "constante waterstand" genoemd en

geïllustreerd in figuur 8.4. In het tweede scenario ontstaat de initiële schade ook bij een waterstand beneden het ontwerppeil, maar stijgt het water na het ontstaan van initiële schade verder tot een niveau rond het ontwerppeil. Dit scenario is “stijgende waterstand” genoemd en geïllustreerd in figuur 8.5.

3. Erosie van kleikern (figuur 8.4, prent 4a en 5a, figuur 8.5, prent 4b)
In het geval van een constante waterstand wordt gedurende een groot deel van het erosietraject de kleikern aan directe golfaanval blootgesteld. Pas nadat dit relatief brede kleilichaam is geërodeerd, zal de zandkern direct aan golfaanval worden blootgesteld. In het geval van een stijgende waterstand daarentegen, verplaatst de locatie van directe golfaanval zich tot op een niveau boven de oude kleikern. Het is aannemelijk dat hierbij de bovenkant van het gat in de bekledingslaag mee naar boven schuift. In dit geval zal de zandkern sneller aan golfaanval worden blootgesteld dan in het geval van constante waterstand.
4. Zandkern aan golfaanval blootgesteld (figuur 8.4, prent 6a, figuur 8.5, prent 5b en 6b)
Nadat de kleikern is geërodeerd (bij constante waterstand) of nadat het water tot boven de kleikern stijgt (bij stijgende waterstand) wordt de zandkern direct aangevallen. Als de erosie de achterkant van de kruin bereikt, zal de kruin dalen en kan een initiële bres ontstaan.

Bovenstaand verloop wordt reeds beschreven in Huitema, 1947 (pag 31): “.....Het ergste is wel, dat bij beschadiging door golfslag, de minder goede grond bloot kan komen, waarna én de beschadiging én de ondichtheid van den dijk snel kunnen verergeren. De beschadiging door golfslag neemt veelal een vorm aan als in figuur 8.6 is aangegeven. Wordt de hoogte van den steilen rand groter dan de dikte der bekleedingslaag, dan vloeit de grond onder de bekleeding toe en zakt deze na; waarna ze snel door de golven wordt opgeruimd. Zakt daarbij ook de kruin weg, dan kan dit overstorten van water en verder tot doorbraak leiden”.

In eerste instantie is in Bijlage 3 voor dit geval van initiële schade laag op het talud dezelfde gebeurtenissenboom aangenomen als bij initiële schade hoog op het talud, zie boom 2 in Bijlage 3. Bij het in een later stadium invullen van getalwaarden bij de verschillende takken van de boom kan worden verwacht dat in de laatste 3 takken de getalwaarden bij boom 2 en boom 1 aanzienlijk zullen verschillen. Ook het al of niet aanwezig zijn van een oude kleikern kan in de boom worden verdisconteerd via de getalwaarden bij de gebeurtenis ‘zandkern wordt blootgesteld’.

Schadeverloop bij initiële schade op of vlak onder de berm

In Figuur 8.7 en 8.8 is het schadeverloop geschetst voor het geval dat initiële schade vlak onder de berm optreedt. Zie ook gebeurtenissenboom 3 in Bijlage 3. Het talud van de berm is verondersteld te zijn opgebouwd uit een steenzetting op een uitvullaag op geotextiel en een kleilaag.

De eerste 4 prenten in Figuur 8.7 zijn vergelijkbaar met die in Figuur 8.1. Een verschil treedt op als het gat in de blokken- en uitvullaag zodanig groot wordt dat het geotextiel niet langer boven wordt ingeklemd en loslaat. De dan ontstane situatie is vergelijkbaar met die van een gescheurd geotextiel: de onderliggende kleilaag wordt aan directe golfaanval blootgesteld. In figuur 8.8 is geïllustreerd hoe vervolgens de opsluiting van de onderhoudsweg (van asfalt), het granulaire filter en de asfaltweg zelf worden weggespoeld.

Als de kleilaag op de berm lokaal is weg-geërodeerd zal de zandkern aan directe golfaanval worden blootgesteld, zie prent 8 en 9 in Figuur 8.8. Het is te verwachten dat het zand onder de kleilaag wegspoelt, waardoor de kleilaag plaatselijk ondermijnd raakt en gaat instorten.

Voor wat betreft het schadeverloop na prent 9 kan worden opgemerkt dat door de min of meer horizontale ligging van de berm de zandkern relatief goed is ingesloten door de bekledingslaag, ten

opzichte van de situatie van schade op een recht dijktafstand. Bovendien zal het niveau van de berm in het algemeen rond de ontwerp waterstand liggen, waardoor de horizontale weglengte door de klei tot de kern van de dijk vrij groot is. Bovendien zal er vrij veel geërodeerd materiaal vrijkomen dat zich op het ondertalud kan gaan ophopen. Derhalve kan worden verwacht dat een aanzienlijke demping van de inkomende golf op de (steeds breder wordende beschadigde) berm optreedt. Een relatief grote invloed van de rond het gat gelegen bekleding op de verdere ontwikkeling van de erosie van de kern kan worden verwacht voor dit geval.

8.2.3 Rekenregels

Het eerste proces dat bij het bezwijken van steenzettingen optreedt is het geleidelijk aan eroderen van de filterlaag door het gat in de toplaag. Voor de snelheid waarmee dit erosieproces plaatsvindt zijn empirische formules opgesteld [Klein Breteler, 1992]. Vervolgens zijn praktische grafieken opgesteld waarmee de reststerkte kan worden berekend, aannemende dat de toplaag instort als de toplaag over 3 m is ondermijnd. Als er sprake is van een filterlaag op zand, zonder geotextiel, dan moet eerst figuur 8.9 en figuren 8.10 gebruikt worden om te kunnen beoordelen of de filterlaag dik genoeg is om enige reststerkte te kunnen bieden. In deze figuur is op de horizontale as de significante golfhoogte (H_s) gedeeld door de wortel uit de golfsteilheid (s_{op}) gezet. Er zijn drie lijnen getekend voor verschillende groottes van het initiële gat in de toplaag (B_g). Als de filter laag voldoende dik is, of er is een geotextiel of kleilaag aanwezig, dan kan de reststerkte afgelezen worden in figuur 8.11 en 8.12.

Na het instorten van de toplaag is er enige tijd nodig om de restanten van de filterlaag door de golven te laten opruimen. Voor een schatting van de tijd die dit kost zou het programma Breakwat gebruikt kunnen worden.

Vervolgens zal het geotextiel weerstand gaan bieden aan het eroderen van de kleilaag. Helaas is hierover nog niets bekend. Wel is tijdens een hoogwater bij de rivierdijk van Oeffelte geconstateerd dat een geotextiel op klei nauwelijks in staat is de erosie van de klei te voorkomen (Zie paragraaf 8.5).

De erosie snelheid van de kleilaag, zonder geotextiel, is al enkele malen gemeten in de Deltagoot. Op basis van deze metingen kan een schatting van de reststerkte van de kleilaag gemaakt worden (zie paragraaf 8.2.1). In PC-Ring [TNO, 2000] is verondersteld dat de erosie van de kleilaag lineair in de tijd verloopt. Een formule is beschikbaar om, gegeven een maat voor de golfhoogte en de kwaliteit van de klei, een schatting te maken van de snelheid waarmee een kleilaag erodeert. De empirische basis voor deze formule ontbreekt echter. Waarschijnlijk zal de erosiesnelheid afnemen als het gat dieper in de dijk insnijdt.

Zodra het erosieproces gevorderd is tot op de zandkern wordt het moeilijk om de snelheid van het proces te schatten, omdat hierover nog weinig objectieve gegevens beschikbaar zijn. Een ondergrens van de reststerkte kan bepaald worden door de gehele dijk te beschouwen als een duin en door te rekenen met het model Durosta. Dit rekenresultaat is helaas waarschijnlijk erg ver van de werkelijkheid verwijderd. Daarnaast kan een schatting gemaakt worden met de methode van [Van der Meer, 2000], maar ook daarvoor geldt dat niet bekend is of dit de werkelijkheid benadert. In PC-Ring [TNO, 2000] zijn zeer eenvoudige formules aangenomen met een lineair verloop in de tijd van de erosie van de kern, analoog als hierboven besproken voor een kleilaag.

8.3 Grasbekleding

8.3.1 Resultaten proeven

Mogelijke oorzaken van initiële schade aan een grasmatbekleding zijn: golfaanval, stroming, drijfvuil, dierlijke activiteiten, menselijke activiteiten, ijs of zware regenval. Aangenomen kan worden dat alleen golfaanval en stroming, eventueel in combinatie met de drijfvuil, een zodanige bedreiging zijn dat er risico ontstaat voor een dijkdoorbraak.

Een in goede staat verkerende grasbekleding kan in het algemeen aanzienlijke golf- en stroombelasting weerstaan. In [Burger, 1984] wordt verslag gedaan van proeven op een “groene dijk” met een taludhelling van 1:8 in de Deltagoot. Tijdens een gesimuleerde superstorm werd ca 0,01 m klei-erosie van de toplaag gemeten. “Verder voortgaande erosie werd voorkomen doordat de graswortels uit de geërodeerde toplaag samengedrukt werden tot een beschermend viltachtig laagje. Hierdoor werd de belasting op de onderliggende kleilaag gereduceerd en werd uitspoeling van de klei verhinderd”. Het ontstaan van het beschermende laagje werd in verband gebracht met de wortelintensiteit, en daarmee de ouderdom, van de grasmat. Opgemerkt dient te worden dat het ongeschonden blijven van de grasmat voor een deel werd verklaard op basis van de relatief lage golfklapbelastingen die optraden op het geteste talud van 1:8.

Bij een proef met initiële gaten in de grasmat bleek dat gaten onder het stilwaterniveau aanzienlijk groeiden. De snelheid van de erosie nam ongeveer evenredig toe met de omtrek van het gat (progressieve erosie). De initiële gaten op en boven het stilwaterniveau erodeerden nauwelijks. Beschadigingen die door de dicht doorwortelde toplaag (bovenste 0,01 a 0,05 m) heengaan zijn potentiële locaties voor voortgaande erosie.

In [Burger, 1984] wordt het mechanisme van schadegroei na een aangebrachte initiële schade in de grasmat beschreven als erosie van de relatief zwakke (minder doorwortelde) kleilaag door directe golfaanval : “ ... Hierdoor ontstond erosie van de klei, wat leidt tot verdieping en horizontale uitbreiding van de beschadigingen. De dichtdoorwortelde toplaag bezwijkt vervolgens van onderaf, door ondermijning ten gevolge van klei-erosie. Stukken van de dichtdoorwortelde toplaag worden vervolgens door de brekende golven afgescheurd...”. Dit schademechanisme wijst er op dat na initiële schade aan de grasmat tot op de klei de verdere schadegroei voornamelijk wordt bepaald door de erosie van de kleilaag en dat de sterkte van de grasmat hierbij geen grote rol meer speelt.

In 1992 is in de Deltagoot een grasdijk met een talud van 1:4 beproefd [Smith, 1994]. Ook tijdens deze proeven bleek de grasmat geruime tijd grote golven te kunnen weerstaan. Er was sprake van een oppervlakkige slijtage van het talud en een lokale gatgroei. Bij $H_s = 1,35$ m was de slijtage 3,3 mm/uur en de gatgroei 50 mm/s. Bij $H_s = 0,76$ m was de slijtage 1 mm/uur. Zowel de slijtage als de gatgroei vond plaats in een zone tussen $0,3H_s$ en $0,7H_s$ onder de waterlijn. Tijdens de zware golfaanval was er ook enige minimale slijtage boven de waterlijn merkbaar. Nadat er ongeveer 10 cm erosie/gatgroei was ontstaan, is er doorgelofd met $H_s = 1,38$ m (reststerkte proef). Na 5 uur golven was een groot gat net onder de waterlijn ontstaan met een diepte van ca. 0,8 m. Helaas was dit gat vlak bij de rand ontstaan waardoor de erosie vermoedelijk te snel ging. Elders was een meer representatieve erosie ontstaan van ca. 50 mm/uur. Aangenomen wordt dat de reststerkte van een 0,80 m dikke kleilaag tussen 5 uur en 16 uur in ligt.

Voor het gedrag van een grasbekleding onder stroombelasting lijken soortgelijke conclusies te kunnen worden getrokken als voor de hierboven besproken golfbelasting. In [De Jong, 1970] wordt voor een op stroom belaste grasmat geconcludeerd: “De grasmat kan door zijn goede wortelstructuur, die goed verankerd ligt in een waarschijnlijk niet te schrale klei een stroomsnelheid van 6 m/s geruime tijd

doorstaan. Bij een met opzet aangebrachte beschadiging kan de gehele grasmat bij stromen met deze snelheid worden aangetast”.

8.3.2 Mechanismenbeschrijving

Omdat in het geval van zeedijken de grasbekledingen in het algemeen boven de berm liggen, en omdat rivierdijken in het algemeen geen buitenberm hebben, is voor dit type bekleding het geval van initiële schade ver beneden de stormvloedberm en van initiële schade op of vlak onder de stormvloedberm niet relevant. In het onderstaande is het geval van initiële schade hoog op het buitentalud besproken.

Schadeverloop bij initiële schade hoog op het buitentalud

Op basis van het verloop van de deltagootproeven beschreven in paragraaf 8.3.1 worden de volgende fasen onderscheiden in het schadeverloop van een asfaltbekleding op een zandkern. Verwezen wordt naar gebeurtenissenboom 4 in Bijlage 3.

1. Initiële schade
Er ontstaat een gat in de graslaag, door de wortelzone, tot de kleilaag. Mogelijke oorzaken voor het ontstaan van initiële schade zijn in paragraaf 8.3.1 genoemd.
2. Kleilaag aan golfaanval blootgesteld..
Aangenomen wordt dat onder directe golfaanval de kleilaag zal eroderen. Met name gaten gelegen net onder de waterlijn zullen zich snel uitbreiden, waarbij de diepte van het gat in de klei en de omtrek van het gat in de graslaag geleidelijk toeneemt. De in paragraaf 8.3.1 besproken testresultaten lijken te wijzen op progressieve erosie.
3. Zandkern aan golfaanval blootgesteld
Nadat de kleilaag lokaal over de volledige dikte is geërodeerd wordt de zandkern aan directe golfaanval blootgesteld. De zandkern zal eroderen. Aangezien het zand in de kern minder samenhang vertoont dan de klei in de laag erboven, is het te verwachten dat de kleilaag ondermijnd wordt. De golven kunnen delen van de ondermijnde kleilaag afslaan, waardoor de kleilaag mogelijk sneller zal eroderen dan in de voorafgaande fase.
Het is nu mogelijk dat de bekleding rond het gat in de kern afkalft en verdwijnt. Het is ook mogelijk dat de bekleding rond het gat in de kern intact blijft of in het gat schuift en verdere aantasting van de kern stopt of afremt.
4. Erosie bereikt de kruin
Bij doorgaande erosie van de zandkern en afbrokkeling van de ondermijnde kleilaag en graslaag kan de kruin van de dijk door de erosie worden aangetast. In het hier beschouwde geval van initiële schade hoog op het buitentalud kan de kruin direct door het golfafslagproces in de zandkern worden aangetast
5. Kruin verlaagt tot onder waterstand, falen
Op het moment dat de erosie de achterkant van de kruin heeft bereikt, zal verdere erosie verlaging van de kruin tot gevolg hebben. Op het moment dat de kruin tot onder de waterspiegel daalt en water (lokaal) over de kruin begint te stromen kan gesproken worden van een initiële bres.

8.3.3 Rekenregels

Op basis van de metingen in de Deltagoot van de erosie van grasbekledingen kan een schatting gemaakt worden van de reststerkte van het gras. Als de erosie enkele decimeters diep is gevorderd, dan is er sprake van klei-erosie zoals dat ook optreedt bij steenzettingen, verwezen wordt naar de in paragraaf 8.2.3 genoemde rekenregels voor een kleilaag. De invloed van drijfhout op de erosie van het gras is niet bekend.

8.4 Asfaltbekleding

8.4.1 Resultaten proeven

Mogelijke oorzaken van initiële schade aan een asfaltbekleding zijn: golfaanval en waterstand-variaties. Omdat de meeste asfaltbekledingen (asfaltbeton) op zeedijken boven de tijlzone liggen, is een belasting als gevolg van een dalende buitenwaterstand en een hoge freatische lijn in de dijk doorgaans niet van toepassing. Hiermee valt de waterstandvariatie als belasting af en houden we slechts de golfbelasting over.

Als een asfaltbekleding goed onderhouden is, zal tijdens de storm de initiële schade moeten ontstaan, namelijk een scheur in het asfalt. Achterstallig onderhoud kan als gevolg hebben dat reeds aan het begin van een storm een scheur in het asfalt zit, maar dit wordt hier buiten beschouwing gelaten.

In [Derks & Klein Breteler, 1992] zijn Deltagootproeven met een asfaltbekleding beschreven. Asfaltbekledingen van 0,15 m en 0,25 m dikte werden getest, gelegen op enkele decimeters onder de gemiddelde waterstand (maar boven het golfneerlooppunt). Een deel van de proeven werd uitgevoerd op een door middel van inzagingen kunstmatig verzwakte bekleding. Bij zeer kleine scheuren bleek dat als gevolg van enige vervorming van de bekleding de scheur dicht ging, waardoor verdere schade werd voorkomen. Echter, bij een proef met meerdere (horizontale en verticale) scheuren in het asfalt bezweek de asfaltlaag van 0,15 m na ongeveer 1,25 uur golven met een significante golfhoogte van $H_s=1,5\text{m}$. De instabiliteit trad op in een situatie waarbij het water na een golfoploop langs het talud terugstroomde. Door het neerwaarts stromende water werd de rand van het asfalttalud gelegen onder de horizontale scheur opgelicht en omhooggetrokken. Reeds enige tijd voor het bezwijken werd waargenomen dat door zandverlies via de horizontale spleten ongelijke zakkingen ontstonden, zowel in het 0,15 m als in het 0,25 m dikke asfalt. Doordat het deel boven de scheur meer verzakte dan het deel onder de scheur, vormde het onder de scheur gelegen deel een steeds grotere hindernis voor het neerwaarts stromende water, waardoor opwaartse krachten op dit deel ontstonden. Nadat de opwaartse krachten niet meer door het eigen gewicht en andere weerstand (stijfheid, dwarsverbindingen etc.) konden worden gecompenseerd werd de rand door de stroom opgelicht. Boven de horizontale scheur was het 0,15 m dikke asfalt over een aanzienlijk oppervlak ondermijnd en het 0,25 m dikke asfalt over een klein oppervlak.

In [Van der Weide & Smith, 1995] wordt op basis van literatuuronderzoek en analyse van bovengenoemde proeven geconcludeerd dat uitspoeling van zand uit een gescheurde asfaltbekleding een reëel gevaar kan betekenen: "Met name scheuren in het gebied rond de waterlijn zijn kwetsbaar door de hoge snelheden die hier in de op- en neergaande golftong optreden. Hoewel niet eenduidig is vastgesteld dat uitspoeling in alle gevallen leidt tot voortschrijdende erosie, heeft modelonderzoek aangetoond dat, met name bij dwarsscheuren, zich een erosiekuil ontwikkelt die zich in opwaartse richting uitbreidt, tot ver boven de plaats waar de scheur zich bevindt.

8.4.2 Mechanismenbeschrijving

Omdat asfaltbekledingen in het algemeen boven de getijlzone liggen, is voor dit type bekleding het geval van initiële schade ver beneden de stormvloedberm niet relevant. In het onderstaande zijn de gevallen van initiële schade hoog op het buitentalud en op of rond de berm besproken.

Schadeverloop bij initiële schade hoog op het buitentalud

Op basis van het verloop van de Deltagootproeven beschreven in paragraaf 8.4.1 worden de volgende fasen onderscheiden in het schadeverloop van een asfaltbekleding op een zandkern. Verwezen wordt naar gebeurtenissenboom 5 in Bijlage 3.

1. Initiële schade.
Er ontstaat een scheurtje in het asfalt, door de gehele dikte van de asfaltlaag heen. Deze scheur kan boven of onder het golfneerlooppunt ontstaan en kan horizontaal of vertikaal georiënteerd zijn.
2. Zand spoelt uit door de scheur.
Door de waterbeweging in en rond de scheur spoelt zand uit. Uit de beschikbare proefresultaten blijkt dat uit boven het neerlooppunt gelegen scheuren meer zand uitspoelt dan uit onder het neerlooppunt gelegen scheuren, als gevolg van het in- en uitstromende water. Bij scheuren boven het neerlooppunt wordt de erosiesnelheid bepaald door het maximale vul- en ledigingsdebiet dat door de scheur stroomt als gevolg van de golf die afwisselend over de scheur het talud oploopt en dan weer tot onder de scheur neerloopt. Bij een kuil onder het neerlooppunt wordt de in- en uitstroming bepaald door aan- en afvoer van water uit het grondpakket, als gevolg van de variërende waterdruk op het talud. De uitwisselingsdebieten zijn een orde kleiner dan die bij scheuren boven water. Het effect van de oriëntatie van de scheur op de uitspoeling is niet onderzocht. Bij een kleine initiële scheur kan na een zeer geringe zanduitspoeling en een lichte vervorming van de asfaltlaag de scheur worden afgesloten.
3. Het asfalt vervormt en de scheur groeit.
Door het uitspoelen van zand wordt het asfalt lokaal ondermijnd en kan de asfaltlaag vervormen. Als gevolg van ongelijkmatige zakking van de asfaltlaag aan beide zijden van de scheur nemen de krachten op de rond de scheur gelegen delen van de asfaltlaag toe, en kan de scheur groeien. Een andere mogelijkheid is dat de vervorming van het asfalt beperkt blijft en dat de scheur niet groeit. In dat geval kan de situatie ontstaan dat de erosiekuil onder het asfalt een zodanige grootte bereikt dat hij niet meer helemaal gevuld wordt door één golf. Het uitstroomdebiet door de scheur heeft dan zijn maximale waarde bereikt en de erosiesnelheid van het zand zal zich stabiliseren of afnemen.
4. Asfalt wordt lokaal opgelicht.
Nadat grote vervormingen rond de scheur zijn opgetreden kunnen opwaartse krachten op asfalt rond de scheur zodanig groot worden dat asfalt rond de scheur lokaal wordt opgelicht.
5. Zandkern wordt aan golfaanval blootgesteld.
Na herhaaldelijk oplichten van het asfalt scheurt een plaat van het asfalt af, en ontstaat een gat in de bekleding. Het is ook mogelijk dat het boven de erosiekuil hangende deel van de asfaltlaag afbreekt door golfklappen. De zandkern wordt aan directe golfaanval blootgesteld en zal eroderen.
6. Verwacht kan worden dat, nadat de zandkern aan directe golfaanval wordt blootgesteld, de ondermijning van het rond het gat liggende asfalt sneller zal ontwikkeling dan in de voorgaande fasen. Het is nu mogelijk dat de asfaltbekleding rond het gat in de kern afbrokkelt en verdwijnt. Het is ook mogelijk dat de bekleding rond het gat intact blijft of in het gat schuift en verdere aantasting van de kern stopt of afremt.
7. Erosie bereikt de kruin.
Bij doorgaande erosie van de zandkern en afbrokking van de bekleding kan de kruin van de dijk door de erosie worden aangetast. In het hier beschouwde geval van initiële schade hoog op het talud kan de kruin direct door het golfafslagproces in de zandkern worden aangetast.
8. Kruin verlaagt tot onder waterstand, falen.
Op het moment dat de erosie de achterkant van de kruin heeft bereikt, zal verdere erosie verlaging van de kruin tot gevolg hebben. Op het moment dat de kruin tot onder de waterspiegel daalt en water (lokaal) over de kruin begint te stromen kan gesproken worden van een initiële bres.

Schadeverloop bij initiële schade op vlak onder de berm

Ook in het geval dat initiële schade vlak onder of op de berm plaats vindt, treden de bovenbeschreven mechanismen op. Identiek als besproken voor de steenzetting (in paragraaf 8.2) kan bij schade net

onder of op de berm worden verwacht dat na het ontstaan van een gat in de bekleding, de rond het gat gelegen bekleding een relatief grote rol gaat spelen in de verdere ontwikkeling ten opzichte van het geval van initiële schade op het talud.

8.4.3 Rekenregels

Na een initiële scheur in de asfaltlaag zal er zand gaan uitspoelen. Het asfalt zal vervolgens gaan verzakken in de holte die onder het asfalt is ontstaan. Enig inzicht in de snelheid waarmee dit proces plaatsvindt is verkregen tijdens het onderzoek in de Deltagoot in 1991. bij deze proeven werden zaagsneden in de asfaltbekleding aangebracht, welke initiële scheuren representeerden. Tijdens de proeven in de Deltagoot is vastgesteld dat één enkele scheur nog niet hoeft te leiden tot het bezwijken van de asfaltbekleding. Het is mogelijk dat de vervorming van het asfalt tot gevolg heeft dat de scheur zich weer sluit. Bij de laatste proef werd een golfhoogte van $H_s = 1,5$ m toegepast op een asfaltbekleding met meerdere kunstmatige scheuren. Na 1,25 uur bezweek de asfaltlaag met een dikte van 15 cm, terwijl de asfaltlaag met een dikte van 25 cm nog redelijk in tact was.

Later is een theoretisch erosiemodel ontwikkeld en geijkt aan de meetresultaten uit de Deltagoot [Van der Weide & Smith, 1995]. Het model is afgeleid voor scheuren loodrecht op de stroomrichting, gelegen boven het golfneerlooppunt, en geeft een schatting van de diepte van de erosiekuil onder het asfalt, als functie van de eigenschappen van het korrelmateriaal, de plaats en de breedte van de spleet, de golfcondities en het aantal golven, zie Figuur 8.13 voor een illustratie. De modelresultaten zijn slechts in beperkte mate geverifieerd en de resultaten moeten als globale indicatie worden geïnterpreteerd.

In [Stoutjesdijk en Meijers 1993] worden berekeningen aan een asfaltlaag beschreven, waarbij is getracht de tijdens de deltagootproeven ontstane schade aan het asfalt na te rekenen. Dit is maar ten dele gelukt.

Indien een aanname wordt gedaan voor de toename van de breedte van de spleet als functie van de ondermijning van de asfaltlaag, dan kan met bovenbeschreven model een schatting worden gemaakt van het schadeverloop van de asfaltbekleding in de eerste fasen, tot het moment dat de zandkern direct aan golfaanval wordt blootgesteld. Vanaf het moment van directe golfaanval op de zandkern is het meest geschikte beschikbare model voor het bepalen van het verdere verloop het Durosta-model. Voor beperkende opmerkingen over dit model wordt verwezen naar paragraaf 8.2.3.

8.5 Praktijkvoorbeelden

In de literatuur is gezocht naar gevallen waarbij bezwijken of bijna bezwijken is opgetreden als gevolg van schade aan de bekleding van het buitentalud. Een probleem dat daarbij optreedt is dat bij veel van de opgetreden doorbraken het schadeverloop niet goed is beschreven. Daar waar bressen of stroomgaten zijn ontstaan is vaak niet met zekerheid vast te stellen welk mechanisme tot de initiële bres heeft geleid. Helaas richt het stormvloedrapport zich voor een groot deel juist op de bressen en stroomgaten en in wat mindere mate op de meer beperkte schade.

Volgens [van der Kley & Zuideweg, 1969, (pag 278)] “ heeft men bij de ramp van 1953 niet kunnen constateren dat een dijkbreuk is ontstaan als gevolg van het bezwijken van het buitenbeloop. Vele dijken zijn toen bezweken doordat het binnenbeloop door overstromend water en door golfklappen werd afgebroken”..” Het water overspoelde niet alleen het binnenbeloop, het drong ook de

dijklichamen binnen en versnelde daarmee het evenwichtsverlies. Van binnenuit werden de dijken afgebroken (terugschrijdende erosie) totdat tenslotte de buitenbelopen bezweken en de doorbraken een feit werden”. Ook in RWS (1961) is vermeld dat na de stormramp van 1953 verreweg het grootste deel van de beschadigingen werd aangetroffen aan de binnenbelopen en de kruin en dat op zeer veel plaatsen het buitenbeloop onbeschadigd was. “Op plaatsen waar wel schade aan het buitentalud werd aangetroffen bleef dit meestal beperkt tot brandingsafslag over een smalle strook boven de bekleding of een plaatselijk vernieling van de steenglooing. In enkele gevallen was de grasmat op de buitenberm en op het daarboven gelegen buitenbeloop plaatselijk over grotere oppervlakten verdwenen, of vertoonde het verspreide kuilen en gaten, soms tot in de kruin doorlopend”.

In het [Rampnummer 1953, (pag 680b)] is één omschrijving gevonden die sterk doet vermoeden dat een bres van aanzienlijk omvang is ontstaan door schade aan het buitentalud, namelijk voor de dijk van de Anna Frisopolder op Noord-Beveland: “Het buitenbeloop van de dijk van de Anna Frisopolder werd aangetast en nabij dijkpaal 18 ontstond een bres ter breedte van 50 m met een bodemdiepte van NAP –4 m waardoor de polder overstroomde.”

Voor enkele schadegevallen uit 1953 is in [RWS, 1961] informatie gepresenteerd over zeer aanzienlijke schade welke blijkbaar het gevolg was van opgetreden schade aan de buitenbekleding, namelijk voor de Brielse Maas dam, Polder de Eendracht op Texel, en voor de hoofdwaterkering bij het Normerven op Wieringen.

Over de afsluitdam van de Brielse Maas wordt in [RWS, 1961, (pag 278 en pag 432, figuur 4.49)] het volgende vermeld: “De steenglooing, die hoofdzakelijk uit lichte Belgische zetsteen bestond, werd door de stormvloed op 1 februari 1953 over grote lengte van de dam weggeslagen of uit verband gerukt. Hierdoor werd de kleibekleding onder de glooing en onder de betonband, die de glooing aan de bovenzijde afsluit, plaatselijk weggeslagen en de zandkern aangetast. Deze aantasting zette zich op een paar plaatsen voort tot in het buitentalud boven de buitenberm van de dam en op één plaats zelfs door de kruin tot in het binnentalud.” Een illustratie van het afgeslagen profiel is gepresenteerd in Figuur 8.14. Op de plaats waar de erosie het binnentalud had bereikt was dus blijkbaar gedurende de stormvloed op 1 februari 1953 het begin van de fase van kruinverlaging bereikt na initiële schade aan de bekleding van het buitentalud.

Over de zeedijk van Polder de Eendracht op Texel (pag 403, figuur 4.24) wordt vermeld: “Op 1 februari 1953 werd het buitenbeloop van de zeedijk, voor zover deze in ZW-NO en NW-ZO-richting loopt, op niet minder dan 116 plaatsen zwaar beschadigd. Op vele plaatsen strekte de aantasting zich over de gehele breedte van de kruin uit. Het binnenbeloop werd op enkele plaatsen beschadigd door afschuivingen, doch slechts in geringe mate. De beschadigingen van het buitenbeloop waren hoofdzakelijk te wijten aan de minder goede toestand van de in 1931 aangebrachte kleibekleding. De dikte hiervan was op vele plaatsen te gering, terwijl de kwaliteit van de klei meermalen te wensen over liet”. Een illustratie van een beschadiging die tot het binnentalud reikt is te zien in Figuur 8.15 (dwarsprofiel bij A).

Verder wordt over Waterschap De Dertig Gemeenschappelijke Polders op Texel (pag 406) gerapporteerd: “Op diverse plaatsen van de dijk werden op 1 februari 1953 de grote betonnen platen, welke de steenglooing aan de bovenzijde afsluiten, weggeslagen, terwijl ook de steen- en klinkerglooingen beschadigd werden. Er hadden verder ontgrondingen van het buitentalud plaats tot aan de buitenkruinlijn; op enkele plaatsen verdween ook de kruin. Door een en ander ontstond een zeer gevaarlijke situatie.”

Van de hoofdwaterkering bij het Normerven op Wieringen (pag 413 en pag 411, figuur 4.31), gelegen aan de noordzijde van Wieringen, is een foto gepresenteerd van een met zandzakken en dekzeilen verdedigd afgeslagen buitenbeloop (zie figuur 8.16)

Enkele gevallen waar tijdens de stormvloed van 1953 aanzienlijke schade aan het buitentalud optrad, maar waarvoor geen informatie over verdere schade aan het buitentalud is gevonden, zijn:

- Hoekse waard, polder Klein-Piershil, waar lichte afslag van het buitentalud over een lengte van 1700 m wordt gerapporteerd (pag 281)
- Eiland van Dordrecht, Oudendijkse polder, waar zware beschadiging van het buitentalud optrad en de betonkering langs buitenkruin vrijwel geheel vernield, over een afstand van 1700 m (pag 286)
- Waterschap Het Zuiderafwateringskanaal, waar het buitentalud van de kade langs het Oude Maasje zwaar beschadigd werd over een lengte 3750 m (pag 299)
- Polder Walcheren, met ernstige schade aan de steenglooing bij Westkappelle over een lengte 1200 m (pag 307).

Over aanzienlijk schade aan het buitentalud van bovengenoemde Westkappelse Zeedijk wordt in [Hollestelle, 1990] tijdens verschillende andere stormen gerapporteerd. In 1946 grote schade aan de glooiing van oude versleten stenen (pag 48), in 1949 een groot gat in basaltglooing na zware noordwesterstorm (Foto pag 53), in 1952 zware beschadiging van in 1949 aangelegde betonblokkenglooing (Foto pag 55). Er worden geen bijzonderheden met betrekking tot schade onder de bekleding vermeld.

In [CUR, TAW, 1992] worden praktijkvoorbeelden van schade aan steenzettingen besproken. In de periode 1975-1992 zijn bij het COW en later DWW 725 meldingen binnengekomen van schade aan bekledingen. Bij 85 van deze gevallen bestond de toplaag uit betonelementen (blokken of zuilen). De grootte van de schadeplekken in de toplaag liep in 2 van de 85 gevallen op tot in de range 1.000 - 10.000 m². Er worden geen details vermeld over de schade onder de toplaag. Een specifiek geval, dat van de schade aan de Zuidwal (Maasvlakte) in 1988 is vermeldenswaardig vanwege het grote gat (10.000 m²) in de toplaag van betonzuilen. De bekleding bestond uit beton zuilen van 0,35 m dikte, die ingewassen waren met hydraulische staal slakken. Tijdens de storm, met $H_s = 2$ à 2,5 m, is waarschijnlijk een deel van de bekleding opgebarsten, waarna een strook van ca 200 m lengte volledig verwoest werd. Voortgaande schade bleef uit omdat het talud zeer flauw was, namelijk 1:8. Na de storm was er een S-profiel in de dikke filterlaag ontstaan.

In [TAW, 1995] wordt in het verslag Hoogwater Januari-Februari 1995 (rivierdijken, bekleding meestal grasmat op kleilaag) geconcludeerd: "Erosie van het talud heeft zich vooral voorgedaan op die plaatsen waar de grasmat in slechte conditie was". De opgetreden schade aan het buitentalud blijkt vooral samen te hangen met beheersvormen die leiden tot erosiegevoelige grasmatten (klepelmaaien, overbemesting, overbegrazing). Bij dijkpaal 213 aan de Lek werd in het buitentalud door zware golfslag en waarschijnlijk door drijfhout een gat geslagen van 15 m lang, 2 m breed en 0,5 m diep. Het gat werd direct (?) opgevuld met zandzakken. Langs de Waal,..., vond op een groot aantal plaatsen erosie of beschadiging aan het buitentalud plaats. Geconstateerd werd dat veel beschadigingen aan de buitenzijde zaten op plaatsen waar lichtmasten staan (dus waar in het verleden was gegraven in de dijken). Bij Herwijnen aan de Waal,... werd scheurvorming geconstateerd in het asfalt van het buitentalud. Op enkele plaatsen werd schade door golfaanval op het buitentalud gesignaleerd op de grens tussen basalt en gras.

Op het dijkvak Oeffelt langs de Maas werd op enkele plaatsen doek aangebracht op het gedeeltelijk nog onbegroeide talud, wat enige afspoeling van de kleilaag overigens niet heeft weten te voorkomen.

In [Van der Meer, 2000] wordt een geval van in 1962 ontstane schade aan de Emmapolderdijk in Groningen beschreven. Over 2 km lengte werden meer dan 100 gaten in de grasbekleding geslagen, waarvan de grootste tot ongeveer 3 m (horizontaal gemeten) van de binnenkruinlijn kwamen. De kleilaag had een dikte van 0,5 m. Aangegeven is dat de klei van zeer slechte kwaliteit was. Op basis van de in [Van der Meer, 2000] gegeven beschrijving van het grootste gat, kan de erosiekuil globaal worden aangenomen als geschetst in Figuur 8.17. Deze schade wordt geschat te zijn ontstaan tijdens een periode van ongeveer 3 uur met een waterstand van NAP +3,8 m en een golfhoogte in de orde van $H_s = 1$ a 1,5 m.

8.6 Methodiek onderzoek belangrijke kennisleemten

8.6.1 Inleiding en doel

Het doel van het project van mechanismen en reststerkte is om de reststerkte van een dijk na initieel falen in termen van kansen te kunnen geven. In de paragrafen 8.1 t/m 8.5 is een inventarisatie uitgevoerd van de beschikbare kennis van de processen die zouden kunnen optreden na initieel falen. In deze paragraaf wordt een opzet gegeven van de wijze waarop de belangrijke kennisleemten kunnen worden vastgesteld. Hiertoe worden de volgende stappen gezet:

- Opstellen overzicht ontbrekende kennis uit takken gebeurtenissenboom.
- (Zo mogelijk) invullen kennisleemten met rudimentaire aannamen.
- Beschrijving van de aanpak van de case studies die ter ondersteuning dienen voor het zoeken naar de belangrijke kennisleemten.

In paragraaf 8.7 worden de case studies en de analyse van de resultaten daarvan beschreven.

8.6.2 Overzicht kennisleemten

Een kennisleemte wordt hier gedefinieerd als een kennisgebied waarvoor nog niet eerder uitspraken zijn gedaan in termen van modellering. Voor deze kennisleemten zullen in deze studie rudimentaire aannamen moeten worden gedaan (voornamelijk gebaseerd op schattingen of sterk geschematiseerde berekeningen). Uiteraard zullen er kennisgebieden zijn waarvoor wel modellen c.q. aannamen zijn gedaan, maar welke nog onvoldoende nauwkeurig zijn beschreven. Voor het doel van dit deel van de studie worden deze vooralsnog toch overgenomen.

8.6.2.1 Kennisleemten steenzettingen

Het schadeverloop is stapsgewijs gegeven in paragraaf 8.2.2 (en grafisch in bijlage 2, bomen 1 en 2). Naar de nummering uit deze paragraaf wordt verwezen.

2 Gatgroei na uitlichten eerste steen

Na het uitlichten van de eerste steen kunnen er in de directe omgeving niet meer zulke grote overdrukken optreden omdat de bekleding lokaal nu heel ‘open’ is. De volgende stenen, gerelateerd aan die eerste falende steen, kunnen dus alleen worden verplaatst of uitgelicht door de grote vervormingen die ontstaan door ondermijning (het filter wordt ‘opgegeten’). Het is niet bekend bij welke ondermijning de toplaag gaat instorten. Hoe steiler het talud hoe sneller dit ondermijningsproces plaatsvindt. De gatgroei hangt hierdoor dus sterk samen met de reststerkte van

het filter. Daarnaast is het niet bekend hoe de gatgroei zal verlopen wanneer het waterniveau varieert ten opzichte van het niveau van het gat tijdens het erosieproces van het filter.

3 / 4 Het gedrag van het geotextiel tijdens zware belasting is niet bekend.

3 / 4 (Indien er een kleilaag aanwezig is). Er is enige kennis beschikbaar over de erosie van dunne kleilagen (veilige waarden staan in Leidraad Toetsen). Kwantitatieve informatie over het verloop in de tijd, afhankelijk van de hydraulische randvoorwaarden, is echter niet aanwezig

5 / 6 / 7 Erosie van het kernmateriaal

Bij gegeven geometrie van het zandlichaam, en plaatsvaste bekleding kan met het model DUROSTA een benadering van het erosieverloop worden gemaakt. Probleem is echter dat bij een eroderende steenbekleding er geen sprake is van een stabiele ‘verdediging’. Het verdedigde deel van de dijk veranderd dus in de tijd: de gatgroei in de toplaag zal simultaan met de erosie van het kernmateriaal plaatsvinden.

In boom 1 zijn de fysieke mogelijkheden aangegeven van vervolgschade na initieel falen van de bekleding. Het al dan niet optreden van deze vervolgschade hangt uiteraard ook nog af van de hydraulische randvoorwaarden. Deze variëren in de tijd. Voor de kwantificering van erosieprocessen met in de tijd variërende randvoorwaarden zijn geen (empirische) gegevens beschikbaar

8.6.2.2 Kennisleemten grasbekledingen

Het schade verloop is stapsgewijs gegeven in paragraaf 8.3.2 (en grafisch in bijlage 2 en 3, boom 3). Naar de nummering uit deze paragraaf wordt verwezen.

3 Gatgroei in de grasbekleding en de kleilaag als gevolg van erosie van het kernmateriaal. Door ondermijning van de bekleding en de kleilaag kan het gat groeien, of de bekleding zal het gat deels afdekken. Er is niets bekend over de invloed van drijvend vuil op de gatgroei. Tevens kunnen lokale zwakke plekken de groei van het gat beïnvloeden.

8.6.2.3 Kennisleemten asfalt

Het schade verloop is stapsgewijs gegeven in paragraaf 8.4.2 (en grafisch in bijlage 2 en 3, boom 5). Naar de nummering uit deze paragraaf wordt verwezen.

3 De scheurgroei als functie van de ondermijning van de asfaltbekleding. In termen van modellering is hier niets van bekend.

6 Gatgroei na het blootkomen van de zandkern. Ofwel het gat groeit snel doordat de rond het gat liggende asfaltbekleding snel wordt ondermijnd en afbrokkelt, ofwel de gatgroei remt of stopt omdat door de ondermijning van de rond om het gat liggende asfalt bekleding deze als een deken over het gat gaat liggen.

8.6.3 Analyse gebeurtenisbomen

In het volgende is een voorlopige indicatieve schatting gegeven van de reststerkte faalkans voor zeedijken voor het mechanisme van erosie van het buitentalud. De schatting is gebaseerd op

engineering judgement. De gepresenteerde boven- en ondergrenzen zijn bedoeld als beste inschatting van deze grenzen en niet als absolute grenzen.

Indicatieve schattingen zijn gemaakt voor de volgende gevallen:

- Dijk met steenzetting op uitvullaag+geotextiel+kleilaag op zandkern, met initiële schade hoog op het talud;
- dijk met gras+kleilaag op zandkern, met initiële schade hoog op het talud;
- dijk met asfaltbekleding op zandkern, met initiële schade hoog op het talud.

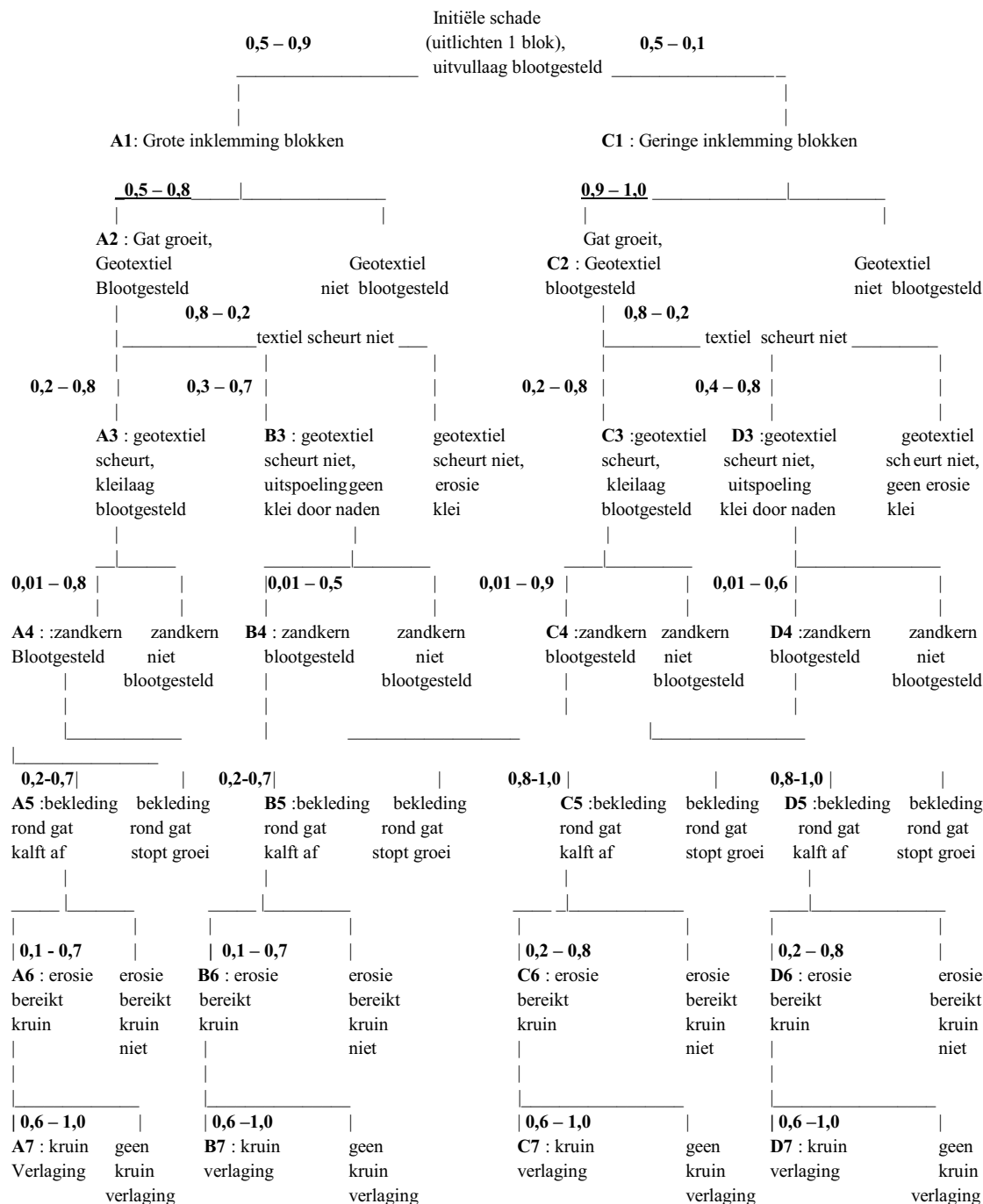
Dijk met steenzetting op uitvullaag+geotextiel+kleilaag op zandkern

In Figuur 8.1 is de gebeurtenissenboom weergegeven met de geschatte overgangskansen voor de verschillende gebeurtenissen, voor een dijk met een zandkern en een bekleding bestaande uit een steenzetting met uitvullaag, geotextiel en kleilaag.

De volgende opmerkingen worden geplaatst bij de boom.

- overgangskansen zijn alleen gepresenteerd bij de gebeurtenissen welke uiteindelijk tot kruinverlaging kunnen leiden.
- de kans op een grote inklemming van de stenen wordt groter geschat dan de kans op een geringe inklemming. Onder een geringe inklemming wordt verstaan de situatie dat de steenzetting nagenoeg direct meegroeit met het gat, terwijl bij een grote inklemming aanzienlijke overspanningen kunnen optreden. Deze overspanningen hebben een enigszins afremmende werking op de verdere ontwikkeling. Bij een grote inklemming zijn de kansen dat de vervolggebeurtenissen zich nog binnen de resterende duur van de storm afspelen dus wat kleiner dan bij een kleine inklemming.

Voor overige opmerkingen bij de overgangskansen wordt verwezen naar de onderstaande tabel.



Opmerking : Overgangskansen bij doodlopende takken zijn niet aangegeven

Figuur 8.1 Overgangskansen voor gebeurtenissen, steenzetting

Mechanisme	Afhankelijk van	Model /Proeven/ Praktijkgeval	Overgangskans	
A1	Voorgeschiedenis zetting		0,5 – 0,9	o
C1	Voorgeschiedenis zetting		0,1 – 0,5	o
A2	Gatgrootte, locatie gat, verloop storm	Scheldebakproeven, ervaring Deltagoot en Praktijk (Oterdum)	0,5 – 0,8	o
C2	Gatgrootte, locatie gat, verloop storm		0,9 – 1,0	-
A3, C3	Kwaliteit geotextiel en locatie gat		0,2 – 0,8	-
B3	Gatgrootte, locatie gat		0,06 – 0,56	-
D3	Gatgrootte, locatie gat		0,08 – 0,64	-
A4	Kwaliteit klei, verloop storm	Deltagootproeven	0,01 – 0,8	-
B4	Kwaliteit klei, verloop storm	Deltagootproeven	0,01 – 0,5	-
C4	Kwaliteit klei, verloop storm	Deltagootproeven	0,01 – 0,9	-
D4	Kwaliteit klei, verloop storm	Deltagootproeven	0,01 – 0,6	-
A5, B5	Voorgeschiedenis zetting		0,2 – 0,7	o
C5, D5	Voorgeschiedenis zetting		0,8 – 1,0	+
A6, B6	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,1 – 0,7	-
C6, D6	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,2 – 0,8	-
A7, B7, C7, D7	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,6 – 1,0	-

+ = goede schatting mogelijk op basis van berekeningen, proeven of praktijkgevallen,
o = redelijke schatting mogelijk op basis van berekeningen, proeven of praktijkgevallen,
- = kwaliteit van de schatting is laag

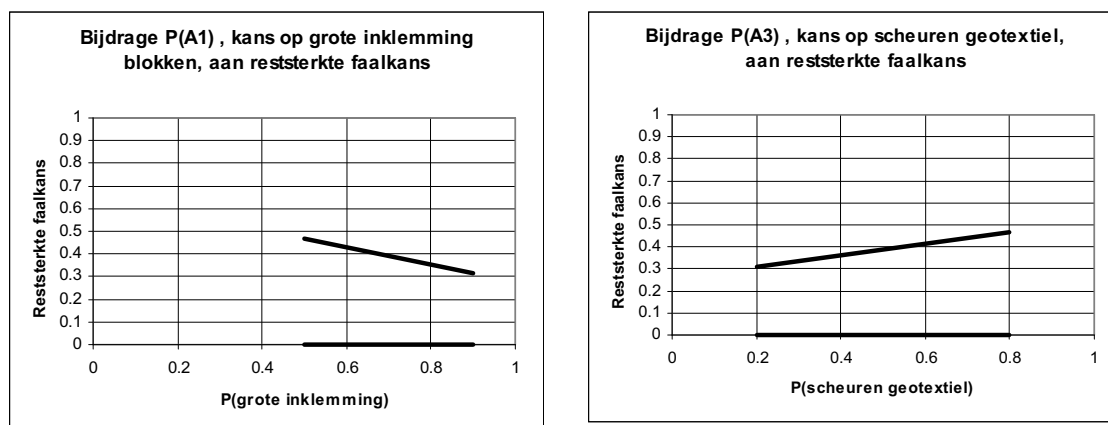
Tabel 8.1 Indicatie betrouwbaarheid schatting overgangskansen (steen-zetting op zandkern)

Op basis van de geschatte overgangskansen is de reststerkte faalkans geschat. De gevonden range wordt mede bepaald door de keuzen welke gemaakt worden op de vertakkingen naar twee alternatieve mechanismen die tot kruinverlaging leiden, aangezien de kansen op deze mechanismen aan elkaar gekoppeld zijn (als het ene optreedt, treedt het andere niet op).

Bovenin de boom vindt een eerste vertakking plaats: de steen-zetting heeft óf een grote inklemming óf een geringe inklemming (gebeurtenis A1 of C1). Verder vindt een vertakking plaats bij het geotextiel, dat wél of niet zal scheuren (gebeurtenis A3, C3 of B3, D3).

De afhankelijkheid van de reststerkte faalkans voor de keuze van de ondergrens of de bovengrens voor bovengenoemde gebeurtenissen is beschouwd. In Figuur 2.14 is de reststerkte faalkans weergegeven voor verschillende aannamen voor $P(A1)$ in de range 0,5 – 0,9 (overgangskans voor grote inklemming blokken). Zoals kan worden verwacht neemt de reststerkte faalkans af met toenemende kans op grote inklemming.

In Figuur 8.2 is de reststerkte faalkans gepresenteerd voor verschillende aannamen van $P(A3)$ en $P(C3)$ in de range 0,2 – 0,8 (overgangskans voor scheuren geotextiel). Met een toenemende kans op scheuren van het geotextiel neemt de reststerkte faalkans toe.

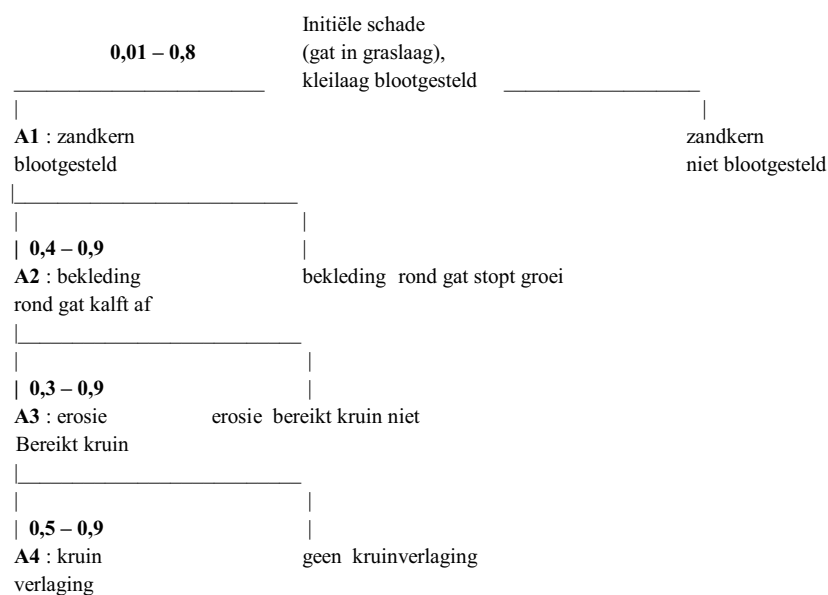


Figuur 8.2 Bijdrage kans op grote inklemming en kans op scheuren geotextiel aan reststerkte faalkans dijk met steenzetting

Op basis van bovenstaande kan worden geconcludeerd dat de bovengrens van de reststerkte faalkans voor een dijk met steenzetting kan worden gevonden door de ondergrens aan te nemen voor $P(A1)$ en de bovengrens voor $P(A3)$ en $P(C3)$. Dit impliceert aanname van de bovengrens schatting voor $P(C1)$ en de ondergrens voor $P(B3)$ en $P(D3)$. Voor de schatting van de ondergrens van de reststerkte faalkans gelden de omgekeerde aannamen voor de grenzen van bovengenoemde overgangskansen. Dit resulteert in een schatting van de reststerkte faalkans voor dit type dijk (van initiële schade tot verlaging van de kruin) in de range van 0,0002 – 0,47.

Dijk met gras+kleilaag op zandkern

In Figuur 8.3 is de gebeurtenissenboom weergegeven met de geschatte overgangskansen voor de verschillende gebeurtenissen voor een dijk met een zandkern en een bekleding bestaande uit gras en een kleilaag. Op basis van deze overgangskansen is de reststerkte faalkans geschat.



Opmerking : Overgangskansen bij doodlopende takken zijn niet aangegeven

Figuur 8.3 Overgangskansen voor gebeurtenissen, grasbekleding

Voor opmerkingen bij de overgangskansen wordt verwezen naar de onderstaande tabel.

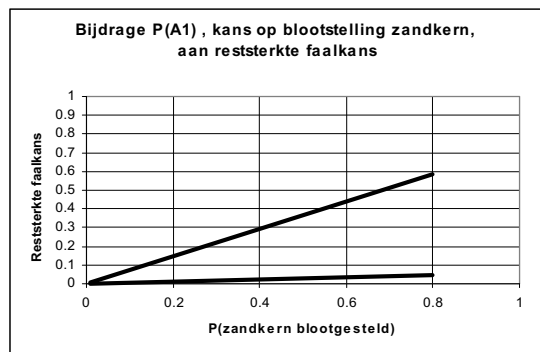
Mechanisme	Afhankelijk van	Model /Proeven/ Praktijkgeval	Overgangskans	
A1	Kwaliteit klei, verloop storm	Deltagootproeven	0,01 – 0,8	O
A2	Kwaliteit klei, kwaliteit graszode, verloop storm	Deltagootproeven	0,4 – 0,9	O
A3	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,3 – 0,9	-
A4	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,5 – 0,9	-

+ = goede schatting mogelijk op basis van berekeningen, proeven of praktijkgevallen,
o = redelijke schatting mogelijk op basis van berekeningen, proeven of praktijkgevallen,
- = kwaliteit van de schatting is laag

Tabel 8.2 Indicatie betrouwbaarheid schatting overgangskansen (gras en klei op zandkern)

Deze boom is relatief eenvoudig. De reststerkte faalkans voor dit type dijk wordt geschat in de range van 0,0006 – 0,58.

Figuur 8.4 toont dat de reststerkte faalkans zeer sterk afhankelijk is van de overgangskans voor het blootkomen van de zandkern (met andere woorden: voor het lokaal eroderen van de kleilaag).



Figuur 8.4 Bijdrage kans op blootkomen zandkern aan reststerkte dijk met grasbekleding

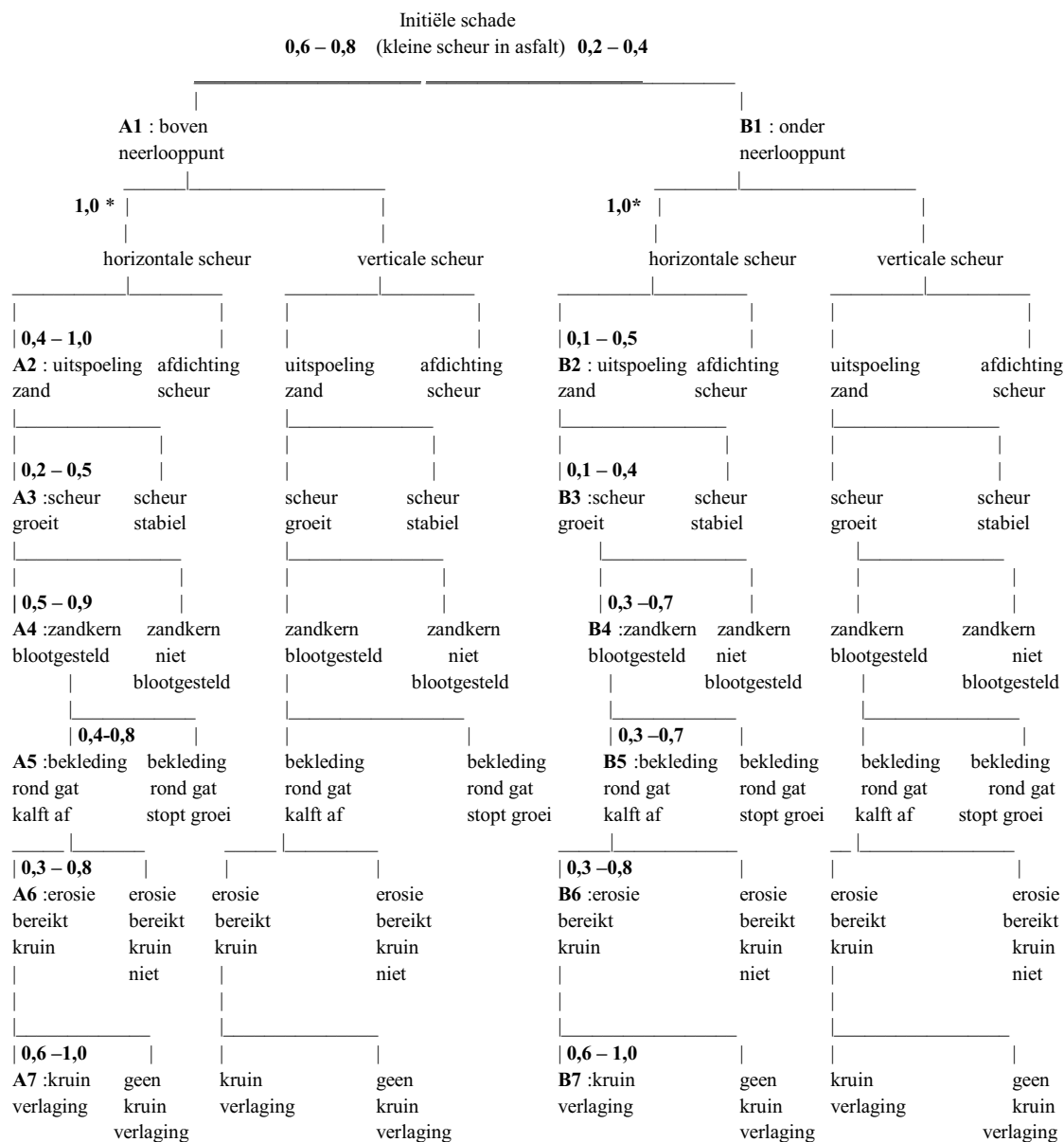
Dijk met asfaltbekleding op zandkern

In Figuur 8.5 is de gebeurtenissenboom weergegeven met de geschatte overgangskansen voor de verschillende gebeurtenissen voor een dijk met een zandkern en een asfaltbekleding. Op basis van deze overgangskansen is de reststerkte faalkans geschat.

Voor opmerkingen over de overgangskansen wordt verwezen naar de bijbehorende tabel.

Bovenin de boom vindt een vertakking plaats: de initiële scheur bevindt zich óf boven het neerlooppunt (gebeurtenis A1) óf onder het neerlooppunt (gebeurtenis B1). Figuur 8.6 toont de reststerkte faalkans voor verschillende aannamen voor $P(A1)$ in de range 0,6 – 0,8 (overgangskans voor het ontstaan van de initiële schade boven het golfneerlooppunt). Met toenemende kans op een scheur boven het neerlooppunt neemt de reststerkte faalkans toe.

Op basis van de gepresenteerde overgangskansen wordt de reststerkte faalkans voor dit type dijk geschat in de range van 0,0018 – 0,25.



* Omdat geen informatie beschikbaar is over verschillen in schade-ontwikkeling bij een horizontale en een verticale scheur, is dit onderscheid niet gemaakt. Aangenomen is dat de oriëntatie van de scheur niet uitmaakt. Derhalve is slechts de tak voor de horizontale scheur uitgewerkt en aangenomen dat het resultaat gelijk zou zijn indien de scheur vertikaal is. Indien meer informatie beschikbaar is over verschillen in horizontale en verticale scheur, kunnen de overgangskansen bij bovenstaande boom worden verfijnd.

Opmerking : Overgangskansen bij doodlopende takken zijn niet aangegeven

Figuur 8.5 Overgangskansen voor gebeurtenissen, asfaltbekleding

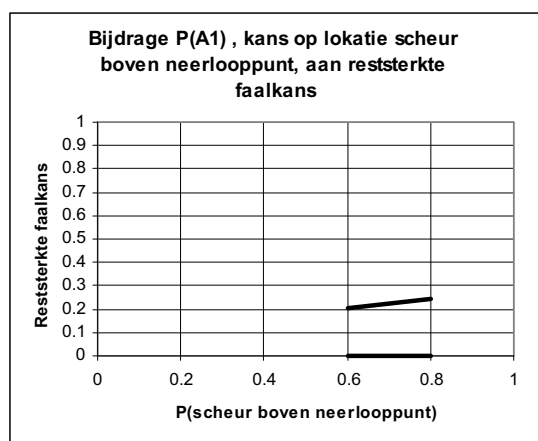
Mechanis me	Afhankelijk van	Model /Proeven/ Praktijkgeval	Overgangskans	
A1	Homogeniteit asfalt, verloop storm		0,6 – 0,8	o
B1	Homogeniteit asfalt, verloop storm		0,2 – 0,4	o
A2	Scheurgrootte, locatie scheur, verloop storm	Deltagootproeven	0,4 – 1,0	o
B2	Scheurgrootte, locatie scheur, verloop storm	Deltagootproeven	0,1 – 0,5	o
A3	Kwaliteit asfalt, verloop storm	Deltagootproeven	0,2 – 0,5	-
B3	Kwaliteit asfalt, verloop storm	Deltagootproeven	0,1 – 0,4	-
A4	Kwaliteit asfalt, verloop storm	Deltagootproeven	0,5 – 0,9	-
B4	Kwaliteit asfalt, verloop storm	Deltagootproeven	0,3 – 0,7	-
A5	Kwaliteit asfalt, kernmateriaal, verloop storm		0,4 – 0,8	-
B5	Kwaliteit asfalt, kernmateriaal, verloop storm		0,3 – 0,7	-
A6, B6	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,3 – 0,8	-
A7, B7	Kernmateriaal, verloop storm	Durosta	0,6 – 1,0	-

+ = goede schatting mogelijk op basis van berekeningen, proeven of praktijkgevallen,

o = redelijke schatting mogelijk op basis van berekeningen, proeven of praktijkgevallen,

- = kwaliteit van de schatting is laag

Tabel 8.3 Indicatie betrouwbaarheid schatting overgangskansen (steen-zetting op zandkern)



Figuur 8.6 Bijdrage kans op locatie schade boven neerloop punt aan reststerkte dijk met asfaltbekleding

Discussie

De indicatieve schattingen suggereren dat de reststerkte faalkans van een zanddijk door erosie van het buitentalud aanzienlijk kleiner is dan 1. De grootste reststerkte faalkans werd gevonden voor een dijk met grasbekleding (0,0006 – 0,58), gevolgd door de steen-zetting (0,0002 – 0,47) en de asfaltbekleding

(0,0018 – 0,25). Voor deze laatste geldt dat de schatting van de bovengrens grotendeels wordt bepaald door de schatting van de overgangskans voor het groeien van de scheur, welke kleiner dan of gelijk aan 0.5 is geschat. De ondergrens van de reststerkte faalkans voor een dijk met asfaltbekleding is wel aanzienlijk groter dan die voor de andere beschouwde dijken.

Hierbij dient te worden opgemerkt dat de gepresenteerde schattingen zeer globaal zijn en dat in dit stadium aan zowel de absolute als de relatieve waarden van de reststerkte faalkans geen harde conclusies mogen worden verbonden. Een meer probabilistische aanpak (kansen voor scenario's voor stormverloop, tijdstip initiële schade, en verloop van gebeurtenissen) op basis van een betere fysische beschrijving (kwantitatief) van enkele van de gebeurtenissen (zie paragraaf 2.6.1) is vereist voor het trekken van hardere conclusies. Er is gedetailleerd proces-onderzoek nodig om de stappen in het bezwijkproces beter te kwantificeren.

8.6.4 Onderzoek belangrijkste kennisleemten

8.6.3.1 Methode

Het evalueren van de kans op het optreden van een ongewenst gevolg van een begingebuurtenis kan worden uitgevoerd aan de hand van een gebeurtenissenboom (zie vorige paragraaf). De dimensie tijd speelt hierbij geen rol: een vervolg-gebeurtenis gebeurt 'wel' of 'niet' en wordt gevat in een verdeling van de kans over de diverse takken.

Bij de evaluatie van de kans op het optreden van een dijkdoorbraak als gevolg van het falen van de bekleding speelt de dimensie tijd echter juist wel een belangrijke rol. Het 'opeten' van de dijkbekleding en de kern kost tijd, en als de storm kort is kan er een deel van de dijk blijven staan.

De gebeurtenissenboom is vooral nuttig om de procesketen te kunnen overzien. De dimensie 'tijd' is echter moeilijk te vatten in een gebeurtenissenboom. Voor het bepalen van een eerste schatting van de reststerkte faalkans en de prioritering van de deelprocessen kan daarom beter een niveau II analyse worden uitgevoerd. Deze kan dan tevens dienen als opstap naar onderdeel b en c van de studie.

De prioritering van de diverse kennisleemten kan onder andere aan de hand van de resultaten van de deze analyse worden bepaald. Belangrijk daarbij is dat juist van processen waar geen of weinig kwantitatieve gegevens bekend zijn, toch een uitspraak te kunnen doen over het relatieve belang voor de reststerkte faalkans. Dit kan worden gedaan door van elk 'onbekend' proces een relatie te leggen naar de belangrijkste aandrijvende en weerstand biedende parameters, waarvan wel een belang kan worden aangegeven.

In onderdeel b van de studie moeten vervolgens voor de belangrijkste kennisleemten denkmodellen worden ontwikkeld en zo mogelijk geverifieerd aan de hand van beschikbare gegevens. Bij de opzet van onderdeel b van de studie wordt ook aangegeven hoe kansrijk het is om zonder aanvullend empirisch onderzoek op het betreffende onderwerp een stap voorwaarts te maken.

8.6.3.2 Opzet van het probabilistisch model

Faalkansberekening

Er wordt voorgesteld een globale benadering van de kans op falen te genereren. De niveau-II-analyse wordt uitgevoerd voor enkele bekledingtypen en voor een eenvoudig belastingmodel. De volgende betrouwbaarheidsfunctie voor de reststerkte wordt geëvalueerd:

$$Z = R - S = T_{\text{reststerkte}} - T_{\text{belasting}} \quad (8.1)$$

waarin $T_{\text{reststerkte}}$ gelijk is aan de sommatie van de tijdsduur van de erosie van de verschillende dijk-elementen: filterlaag/uitvullaag, kleilaag, zandkern. Deze tijdsduren zullen indicatief worden bepaald aan de hand van beschikbare relaties en numerieke berekeningen met o.a. DUROSTA. Voor $T_{\text{belasting}}$ wordt uitgegaan van de gegevens die ook in het project SPRINT zijn gebruik.

De kans op falen van de waterkering als gevolg van initieel falen van de bekleding volgt uit:

$$P_{F_{\text{door initieel falen bekleding}}} = P_{F_{\text{toplaag bekleding}}} \text{ EN } P_{F_{\text{reststerkte}}} \quad (8.2)$$

De faalkansen $P_{F_{\text{toplaag bekleding}}}$ en $P_{F_{\text{reststerkte}}}$ zullen gecorreleerd zijn, omdat beide zwaar van de golfkarakteristieken afhangen. Deze gecombineerde kans kan worden berekend met de methode Hohenbichler (zie TNO, 1998). Uit de faalkansen $P_{F_{\text{toplaag bekleding}}}$ en $P_{F_{\text{reststerkte}}}$ kan met behulp van de correlatiecoëfficiënt de conditionele faalkans $P_{F_{\text{reststerkte}}|F_{\text{toplaag}}}$ worden berekend. Wanneer vergelijking (8.2) als volgt wordt geschreven:

$$P_{F_{\text{door initieel falen bekleding}}} = P_{F_{\text{toplaag bekleding}}} \times P_{F_{\text{reststerkte}}|F_{\text{toplaag bekleding}}} \quad (8.3)$$

kan de faalkans van het systeem worden berekend. De reststerkte faalkans is dan gelijk aan de tweede term:

$$P_{\text{ov};\text{bekleding}} = P_{F_{\text{reststerkte}}|F_{\text{toplaag bekleding}}} \quad (8.4)$$

Betrouwbaarheidsfuncties

De betrouwbaarheidsfuncties voor de verschillende typen toplagen worden gelijk genomen aan die in PC-Ring (zie TNO, 1998):

$$Z_{\text{toplaag steenz op klei}} = c_k \Delta D - r H_s \quad (8.5)$$

$$Z_{\text{toplaag gras}} = \frac{d_w}{c_g r^2 H_s^2} - t_{\text{stormduur}} \quad (8.6)$$

Onderstaande betrouwbaarheidsfunctie voor asfalt is ontleend aan figuur 3.2.2.6 (onderste tak) uit Katern 8 van de Leidraad Toetsen op Veiligheid (TAW, 1999):

$$Z_{\text{toplaag asfalt}} = c_0 D - c_1 (0.1 + 0.0167 H_s - 0.1 \exp(H_s)) (\tan \alpha = 3.5, H_s < 4\text{m}) \quad (8.7)$$

Met c_0 en c_1 respectievelijk de onzekerheid met betrekking tot de aanwezige dikte, en de modelonzekerheid.

De betrouwbaarheidsfuncties voor de reststerkte zijn ook aan (TNO, 1998) ontleend, en hebben de volgende vorm:

$$Z_{\text{reststerkte}} = \sum_i t_{\text{sterktecomponent } i} - t_{\text{stormduur}} \quad (8.8)$$

Omdat de betrouwbaarheidsfunctie voor gras reeds in dezelfde dimensie als die voor reststerkte is geschreven kunnen beide direct worden samengevoegd in één betrouwbaarheidsfunctie. Voor de overige is een berekening volgens de formules 8.2 t/m 8.4 benodigd, waarbij een tweetal faalkansberekeningen worden uitgevoerd, waarna ze worden samengesteld tot een totale faalkans, mede op basis van de onderlinge correlatie.

8.6.3.3 Rudimentaire aannamen kennisleemten

Reststerkte toplaag na initieel falen steenbekleding

Voor de statistische karakterisering van de gatgroei is globaal naar de in deel 1 gepresenteerde grafieken gekeken. Dit leidt voor slecht geklemde zettingen zoals zuilen, tot een reststerkte van ca. 1 uur bij steile (1:3), en 2 uur bij flauwe taluds (1:5). Gezien de smalle basis van deze waarden is een variatiecoëfficiënt van ca. 50% op zijn plaats.

Reststerkte toplaag na initieel falen grasbekleding

Er wordt aangenomen dat als de grasbekleding faalt, de resten van de toplaag de reststerkte niet positief beïnvloeden. Na een initieel gat is de toplaag dus ‘weg’. Dit is een conservatieve aanname omdat er bij initieel falen nog slechts een klein gat in de toplaag zit, dat juist bij gras traag groeit.

Reststerkte toplaag na initieel falen asfaltbekleding

Er wordt aangenomen dat als de asfaltbekleding faalt, de resten van de toplaag de reststerkte niet positief beïnvloeden. Na een initieel gat is de toplaag dus ‘weg’. Deze aanname is vooral conservatief bij flauwe taluds, waar de asfaltschollen de kracht van de golven blijven breken, en dus erosie remmen.

Reststerkte geotextiel

Voor de reststerkte van het geotextiel wordt aangenomen dat deze nihil is. Dit is conservatief omdat bij het proefvak bij Lelystad geconstateerd is dat het geotextiel nog lange tijd aanwezig is en de erosie remt.

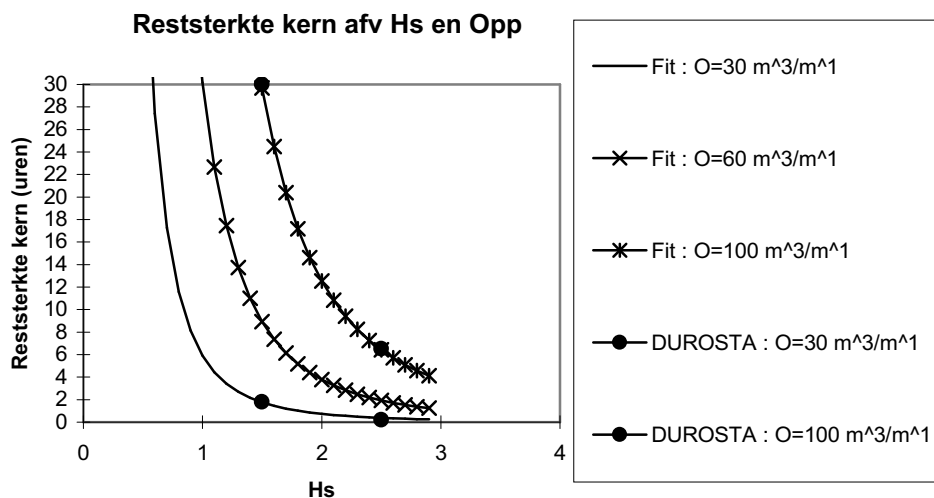
Reststerkte kernmateriaal

Voor de reststerkte van het kernmateriaal is gekeken naar de aanname die in (Infram, 2000) in het kader van SPRINT is gemaakt. Hierin is aangenomen dat het kernmateriaal 3 maal zo snel erodeert als klei. Deze aanname komt uit de lucht vallen en leidt mogelijk tot een te optimistische blik op de reststerkte. Hier wordt uitgegaan van de conservatieve veronderstelling dat na een voldoende groot gat in de toplaag, de kern zich gedraagt als een zandduin met een duinvoetverdediging tot een hoogte van

de positie waar het gat ontstond. Exercities met DUROSTA leiden tot de in figuur 3.1 aangegeven verhouding tussen de golfhoogte (belasting) en de reststerkte van het kernmateriaal (in uren) als functie van het te eroderen volume per strekkende meter boven de waterlijn. Door de vier rekenresultaten is een curve gefit met het functievoorschrift:

$$t_{\text{kern}} = c_{\text{RB}} 2.10^{-3} \frac{I^{2.35}}{H_s^3} \quad (8.9)$$

Er wordt een variatiecoëfficiënt voor c_{RB} aangenomen van 25%.



Figuur 8.18 Reststerkte van het kernmateriaal als functie van het te eroderen oppervlak boven de waterlijn

Invloed variabele hydraulische belasting tijdens het erosieproces

De empirische relaties voor de erosie van de kleilaag zijn afgeleid voor een situatie met een invariante waterstand en een constante golfbelasting. In werkelijkheid zullen beide variëren. Er wordt verwacht dat de erosie hierdoor aanmerkelijk wordt beïnvloed. Hier wordt aangenomen dat gedurende de storm de omstandigheden niet variëren. Blijkt de waterstand een belangrijke bijdrage te leveren aan de faalkans dan mag worden geconcludeerd dat de variatie in het tijdsdomein eveneens van belang is, evenals de modellering van de erosiesnelheden bij variërende waterstanden.

Resumerend kan worden gesteld dat met deze aannamen een conservatieve benadering van de reststerkte wordt verkregen. Wanneer de reststerkte bij deze benadering dus al aanzienlijk is, zal verdere kwantificering waardevol zijn. Wanneer de reststerkte bij deze benadering gering is, is er weliswaar een mogelijkheid dat bij verdere studie de reststerkte groter blijkt, maar dit is dan op voorhand niet aan te tonen.

8.7 Case studies

8.7.1 Zeedijk te Hoofdplaatpolder

8.7.1.1 Algemeen

Geometrie

De (vereenvoudigde) geometrie van de dijk te Hoofdplaatpolder is in onderstaande tabel weergegeven.

Geometrie parameters Hoofdplaatpolder (vereenvoudigd)	
Kruinhoogte	9.66 m+NAP
Kruinbreedte	3 m+NAP
Taludhelling buitentalud	1:3.5
Dikte kleilaag	0.80 m
Gemiddeld Hoogwater (GHW)	2 m+NAP

Belastingmodel zeedijk

Het belastingmodel voor de zeedijk is grotendeels gebaseerd op (WL | Delft Hydraulics, 2000). De belangrijkste uitgangspunten zijn:

- Een zware correlatie tussen wind en waterstanden.
- Het moment van de hoogste waterstand is ‘maatgevend’. Dat wil zeggen dat de windsnelheid op het moment van hoogwater wordt genomen (dit behoeft dus niet de maximale windsnelheid tijdens storm te zijn).

Enkele praktische uitgangspunten:

- De storm belast de dijk gedurende de gehele periode op een enkel niveau.
- De wind valt loodrecht op het dijkvak in.
- Er is gekozen voor een locatie langs de Westerschelde (Hoofdplaatpolder).
- Er is gekozen voor golfaanval die overeenkomt met die bij een windrichting van 300 graden.

De golfcondities zijn uit de database van RIKZ betrokken (zie ook WL, 2000) voor een windrichting van 300 graden t.o.v. Noord.

De duur van de storm wordt ook van belang geacht, hoewel niet bekend is hoelang de duur volledig effectief op hetzelfde niveau de waterkering kan belasten. Met name door de getijwerking kan de waterstand in enige uren sterk variëren. Hier is vooralsnog niets mee gedaan. Er wordt verondersteld dat als de waterstand een belangrijke invloed uitoefent op het bezwijken van de waterkering, dat het tijdsverloop van de waterstand dan ook van belang zal zijn.

In onderstaande tabel zijn de karakteristieken van de stochasten aan de belastingkant gegeven.

Stochast	Kansverdeling	Parameters	Parameters
Waterstand (getransformeerd)	exponentieel ($F_x = 1 - \exp(-(x-a)/b)$)	$a=1.4$	$b=0,243$
Onafhankelijk deel windsnelheid	Normaal	$\mu=0$	$\sigma=1.44$
Stormduur	Lognormaal	$\mu=7.5$	$\sigma=1.9$

De bij deze parameters behorende ‘maatgevende’ randvoorwaarden zijn :

- waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar: 5.20m+NAP
- golfhoogte met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar: 1.55m

Rekentechniek

In het kader van een eerdere studie (WL | Delft Hydraulics, 2000) is een model beschikbaar voor het berekenen van de kans op overbelasting van een zeedijk door golfoverslag. Hierbij is de rekentechniek numerieke integratie gebruikt.

Dit model is aangepast voor gebruik voor een dijkbekleding. Door het grote aantal stochasten is numerieke integratie geen efficiënte rekentechniek meer. Het model is ingepast in een FORM-techniek.

8.7.1.2 Steenzetting op geotextiel op klei op zand

Faalkansberekeningen

De betrouwbaarheidsfuncties voor toplaag en reststerkte luiden:

$$Z_{\text{toplaag klei}} = c_k \Delta D - H_s \quad (8.10)$$

$$Z_{\text{reststerkte}} = (t_{\text{gatgroei}} + t_{\text{geotextiel}} + t_{\text{klei}} + t_{\text{kern}}) - t_{\text{stormduur}} \quad (8.11)$$

Waarin:

- c_k : coëfficiënt voor een steenzetting op klei (-)
 Δ : relatieve dichtheid van de steenbekleding (-)
 D : steendikte (m)
 t_{gatgroei} : tijdsduur na initieel falen totdat een zodanig groot gat is ontstaan dat erosie van de onderlaag niet meer door de toplaag wordt belemmerd/vertraagd.
 $t_{\text{geotextiel}}$: tijdsduur vanaf het blootkomen van het geotextiel totdat het de erosie van de onderlaag niet meer belemmerd/vertraagd.
 t_{klei} : tijdsduur vanaf het blootkomen van de kleilaag totdat het de erosie van de onderlaag niet meer belemmerd/vertraagd. $t_{\text{klei}} = 0.4 c_{RK} d_{\text{klei}} / (\tan \alpha H_s^2)$.
 t_{kern} : tijdsduur vanaf het blootkomen van de kern totdat de dijk volledig doorsneden is op het niveau van de waterstand (zie formule 8.9).
 $t_{\text{stormduur}}$: duur van de storm, waarbij aangenomen wordt dat de waterstand gedurende die tijd min of meer constant is.

In onderstaande tabel zijn de waarden voor de variabelen gegeven (voor zover mogelijk gelijk genomen aan die in het project SPRINT):

	Variabele	Kansverdeling	Parameters	Opmerkingen
1	c_k	Lognormaal	3.5 , 0.5	
2	Δ	-	1.4	
3	D	-	0.50	
4	t_{gatgroei}	Normaal (μ , σ)	1, 0.5	bij geklemde zetting maal 3
5	$t_{\text{geotextiel}}$	Normaal (μ , σ)	0.1, 0.05	
6	c_{RK}	Lognormaal (μ , σ)	1, 0.3	slechte klei: maal 7000 goede klei : maal 54000
7	c_{RB}	Lognormaal (μ , σ)	1, 0.3	

Er is een kansberekening gemaakt naar het falen van de toplaag en er zijn een aantal kansberekeningen gemaakt voor het falen van de reststerkte. De dikte van de toplaag is zodanig gekozen dat de faalkans per jaar ongeveer gelijk is aan 0.01 maal de veiligheidsnorm, $2.5 \cdot 10^{-6}$. Het resultaat is in onderstaande tabel gegeven. Elke regel geeft het resultaat voor de toplaag (uiteraard steeds hetzelfde) en het resultaat voor de reststerkte en de reststerkte faalkans (zie ook formules 8.2 t/m 8.4). In bijlage 3 is het resultaat in meer detail weergegeven, inclusief de invloedscoëfficiënten (α -factoren) en de berekening van de correlatiecoëfficiënt ρ .

Berekening	P_F toplaag (1)	P_F reststerkte (2)	ρ (1- 2) zie bijlage	P_{ov} , bekleding (3)	P_F bekleding (1) * (3)
1 Goed geklemde steenzetting, op goede klei, +kern	3.0e-6	4.0e-6	0.89	0.16	4.8e-7
2 Slecht geklemde steenzetting, op slechte klei, +kern	3.0e-6	3.4e-5	0.91	0.51	1.5e-6
3 Goed geklemde steenzetting, op goede klei	3.0e-6	1.0e-3	0.80	0.51	1.5e-6
4 Slecht geklemde steenzetting, op slechte klei	3.0e-6	~1.0	0.86	1.0	3.0e-6

Analyse

In absolute zin blijkt de reststerkte faalkans (inclusief de reststerkte van de kern) in de uitgevoerde berekeningen tussen 0.1 en 0.5 te liggen. De waterstand levert in elke berekening de grootste bijdrage. Er wordt verondersteld dat wanneer tijdens een storm de toplaag wordt beschadigt en de reststerkte wordt aangesproken de waterstand niet gedurende de gehele storm op hetzelfde peil blijft. Tevens wordt verondersteld dat wanneer de waterstand ten opzichte van de schadelocatie wijzigt, de erosie minder snel zal verlopen. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de reststerkte faalkans (veel) kleiner is dan de hier berekende, wanneer de hydraulische randvoorwaarden in het tijdsdomein variabel worden betrokken.

Uit de berekening kan worden geconcludeerd dat wanneer behalve de kleilaag ook de andere reststerktecomponenten (en met name de kern) wordt betrokken, de faalkans een factor 2 tot 3 daalt. Gezien de modellering van de reststerkte van de kern met behulp van DUROSTA, waarmee een absolute ondergrens van de reststerkte wordt bereikt, mag worden verondersteld dat de kern in elk

geval een grotere invloed heeft op de reststerkte dan de hier gevonden factor 2 tot 3. Bovendien zijn de andere erosieprocessen eveneens conservatief ingeschat.

Op grond van beide bovenstaande veronderstellingen rijst het vermoeden dat de reststerkte faalkans veel kleiner zal zijn dan een factor 0.1 tot 0.5. Daarmee wordt het van belang hier meer inzicht in de verkrijgen.

Bij elke berekening blijkt dat de waterstand de parameter is met de grootste invloed op de faalkans. De invloed van de stochastische sterkteparameters is nihil. Hieruit, en uit de bovengenoemde berekeningen wordt geconcludeerd dat het weliswaar van belang is om de reststerkteprocessen te modelleren, maar dat fjnslijpen vervolgens niet erg loont, voordat de modellering aan de belastingkant is verfijnd.

Aanbevelingen voor verder onderzoek

Voor een steenbekleding (op een kleilaag) worden de volgende onderwerpen van belang geacht:

- Modellering van een belastingmodel waarin het tijdsproces gedurende een storm is gemodelleerd.
- Modellering van de erosie van klei uit een gat in de bekleding, als functie van de waterstand en de golfaanval.
- Benadering van het deel van de bekleding dat intact blijft na initieel falen.
- Modellering van de erosie van zowel een zand- als een kleikern, als functie van het niveau van de bekleding wat nog intact is.

8.7.1.3 Asfalt op Zand

Faalkansberekening

De benadering van de reststerktefaalkans voor een asfaltbekleding is gebaseerd op de volgende uitgangspunten:

- Falen van de toplaag door wateroverdrukken leidt in veel gevallen niet tot het aanpreken van de reststerkte, omdat de bekleding pas wordt afgedrukt wanneer de waterstand gezakt is. De storm, en hoge golven, is dan al voorbij. De kans op een tweede zware storm voordat de schade is hersteld (bijvoorbeeld in dezelfde winter) is bijzonder klein.
- Falen van de asfalt bekleding is alleen van belang wanneer dit door golfklappen wordt veroorzaakt. Dan zal de storm op het hoogtepunt zijn en is bezwijken van de toplaag een bedreiging voor de dijk.

$$Z_{asfalt} = c_0 D - c_1 (0.1 + 0.0167 H_s - 0.1 \exp(H_s)) (\tan \alpha = 3.5, H_s < 4\text{m}) \quad (8.12)$$

$$Z_{reststerkte} = t_{kern} - t_{stormduur} \quad (8.13)$$

In onderstaande tabel zijn de waarden voor de variabelen gegeven:

	Variabele	Kansverdeling	Parameters	Opmerkingen
1	c_0	lognormaal	1, 0.1	
2	c_1	lognormaal	1, 0.1	
3	D	-	0.17 / 0.25	
4	c_{RB}	lognormaal (μ, σ)	1, 0.3	

Er zijn een tweetal kansberekeningen gemaakt voor het falen van de toplaag (zowel gedimensioneerd op golfklappen als gedimensioneerd op overdruk) en er is een kansberekening gemaakt voor het falen van de reststerkte. De dikte van de toplaag gedimensioneerd op golfklappen is zodanig gekozen dat de faalkans per jaar ongeveer gelijk is aan 0.01 maal de veiligheidsnorm, $2,5 \cdot 10^{-6}$. Het resultaat is in onderstaande tabel gegeven. De tabel geeft het resultaat voor de toplaag en het resultaat voor de reststerkte en de reststerkte faalkans (zie ook formules 8.2 t/m 8.4)

Berekening	P_F toplaag (1)	P_F reststerkte (2)	ρ (1-2) zie bijlage	P_{ov} , bekleding (3)	P_F bekleding (1) * (3)
1 Asfalt op zand (toplaag gedimensioneerd op golfklappen, dikte 0.17m)	2.0e-6	5.7e-5	0.77	0.15	3.0e-7
2 Asfalt op zand (toplaag gedimensioneerd op overdruk, dikte 0.25m)	2.4e-14	5.7e-5	0.69	0.51	1.2e-14

Analyse

In berekening 1 is de faalkans van de dijk (veel) kleiner dan de faalkans voor de toplaag, ondanks dat de 'faalkans' van de reststerkte (in het geval de toplaag afwezig is verondersteld) zelfs nog groter is dan die van de toplaag. De oorzaak hiervoor is dat de correlatie tussen beide delen uit het parallel-systeem zo laag is. De faalkans voor de toplaag wordt namelijk ook deels bepaald door de modelonzekerheid in de betrouwbaarheidsfunctie, en de onzekerheid met betrekking tot de werkelijk aanwezige dikte.

Meestal is een dimensionering op overdruk echter maatgevend en wordt een grotere dikte van de toplaag toegepast. In berekening 2 is een dikte van 0,25m aangenomen, wat de faalkans direct verwaarloosbaar maakt. De reststerkte faalkans is in dit geval uiteraard groter (0.51) omdat de omstandigheden waarbij de toplaag op golfklappen bezwijkt nu veel zwaarder zullen zijn.

Er wordt geconcludeerd dat het voor een betere inschatting van de reststerkte faalkans alleen van belang is wanneer de asfaltbekleding op golfklappen wordt gedimensioneerd. Wanneer de asfaltbekleding op overdruk wordt gedimensioneerd (en dit is meestal het geval) dan is het faalmechanisme 'bezwijken bekleding' niet van invloed op de totale faalkans van de dijk.

Aanbevelingen voor verder onderzoek

Voor een asfaltbekleding op zand worden geen onderwerpen van overheersend belang geacht omdat meestal overdruk het maatgevende mechanisme is, en de kans op initieel falen door golfklappen dan zeer gering zal zijn. Ingeval golfklappen toch een maatgevend mechanisme blijkt te zijn, kunnen de volgende onderwerpen worden genoemd:

- Modelling van een belastingmodel waarin het tijdsproces gedurende een storm is gemodelleerd.
- Modelling van de erosie van zand uit een gat in de asfaltbekleding, als functie van de waterstand en de golfaanval.
- Benadering van het proces van gatgroei na initieel falen.
- Modelling van de erosie van de zandkern, als functie van de gatgrootte in de bekleding en het deel van de bekleding wat nog intact is.

8.7.2 Rivierdijk

8.7.2.1 Algemeen

Geometrie

De geometrie van de dijk te Tiel is in onderstaande tabel weergegeven.

Geometrie parameters te Tiel (vereenvoudigd)	
Kruinhoogte	12.15 m+NAP
Kruinbreedte	3 m+NAP
Taludhelling buitentalud	1:3.5
Dikte kleilaag	0.80 m

Belastingmodel rivierdijk

Het belastingmodel voor de zeedijk is grotendeels gebaseerd op dat in PC-Ring. De belangrijkste uitgangspunten zijn:

- Geen correlatie tussen wind en waterstanden.
- Een afvoergolf heeft een gemiddelde duur van 2 dagen.

Enkele praktische uitgangspunten:

- De storm belast de dijk gedurende de gehele periode op een enkel niveau.
- De rivier ligt zonder uiterwaard direct aan de rivier (dit komt bijvoorbeeld wel voor aan de buitenzijde van een rivierbocht).
- De wind valt loodrecht op het dijkvak in.
- Er is gekozen voor een locatie langs de Waal (Tiel).

In onderstaande tabel zijn de karakteristieken van de stochasten aan de belastingkant gegeven.

Stochast	Kansverdeling	Parameters	Parameters
Waterstand (per 2 dagen)	exponentieel ($F_x = 1 - \exp(-(x-a)/b)$)	a=691	b=1316
Windsnelheid (per 2 dagen)	exponentieel ($F_x = 1 - \exp(-(x-a)/b)$)	a=10.2	b=2.085
Stormduur	lognormaal	$\mu=7.5$	$\sigma=1.9$

De bij deze parameters behorende ‘maatgevende’ randvoorwaarden zijn :

- waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar: 11.65m+NAP

De q-h relatie te Tiel luidt:

$$\begin{aligned} q_{Waal} &= 0.635 \times q_{Lobith} \\ h_{Tiel} &= -1,36 \cdot 10^{-8} q_{Waal} + 7,59 \cdot 10^{-4} q_{Waal} + 5.34 \end{aligned} \quad (8.14)$$

De golfparameters zijn bepaald met eenvoudige fit van de formules van Bretschneider, die vanaf $F = 0.5$ km goede resultaten geeft.

$$H_s = 0,06 U_w (1 - \exp(-0.3(F + 1))) \quad (8.15)$$

Voor de golfsteilheid is 4% aangenomen.

Rekentechniek

In het kader van een eerdere studie (WL | Delft Hydraulics, 2000) is een model beschikbaar voor het berekenen van de kans op overbelasting van een zeedijk door golfoverslag. Hierbij is de rekentechniek numerieke integratie gebruikt.

Dit model is aangepast voor gebruik voor een dijkbekleding op een rivierdijk. Door het grote aantal stochasten is numerieke integratie geen efficiënte rekentechniek meer. Het model is ingepast in een FORM-techniek.

8.7.2.2 Gras op klei op zand

Faalkansberekening

Het bepalen van de reststerkte faalkans van een grasbekleding is gebaseerd op de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

$$\begin{aligned} Z_{toplaag\ gras} &= \frac{d_w}{c_g r^2 H_s^2} - t_{stormduur} \\ Z_{grasbekleding} &= \frac{d_w}{c_g r^2 H_s^2} + t_{klei} + t_{kern} - t_{stormduur} \end{aligned} \quad (8.16)$$

Waarin:

- d_w Diepte van de beworteling
- c_g Coëfficiënt voor de sterkte van de grasbekleding
- H_s golfhoogte
- r reductie factor voor de invloed van de hoek van golfval
- t_{klei} : tijdsduur vanaf het blootkomen van de kleilaag totdat de erosie van de onderlaag niet meer belemmert/vertraagt. $t_{klei} = 0.4 c_{RK} d_{klei} / (\tan \alpha H_s^2)$
- t_{kern} : tijdsduur vanaf het blootkomen van de kern totdat de dijk volledig doorsneden is op het niveau van de waterstand (zie formule 8.9)
- $t_{stormduur}$: duur van de storm, waarbij aangenomen wordt dat de waterstand gedurende die tijd min of meer constant is

In onderstaande tabel zijn de waarden voor de variabelen gegeven (voor zover mogelijk gelijk genomen aan die in het project SPRINT):

	Variabele	Kansverdeling	Parameters	Opmerkingen
1	d_w	lognormaal (μ, σ)	0.06 , 0.012	
2	c_g	lognormaal (μ, σ)	$1 \cdot 10^{-6}$, $0.1 \cdot 10^{-6}$	bij slechte graskwaliteit maal 3
3	c_{RK}	lognormaal (μ, σ)	1, 0.3	slechte klei: maal 7000 goede klei : maal 54000
4	c_{RB}	lognormaal (μ, σ)	1, 0.3	

Er zijn drie berekeningen gemaakt van de kans op falen door het initiële faalmechanisme falen bekleding: falen topplaag grasbekleding, falen topplaag en onderliggende kleilaag, en falen topplaag, kleilaag en kern. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Berekening [P_f , per jaar]	Goede kwaliteit gras en klei	Slechte kwaliteit gras en klei
	$c_g = 1 \cdot 10^{-6}$, $c_{RK} = 54000$	$c_g = 3 \cdot 10^{-6}$, $c_{RK} = 7000$
1 Alleen topplaag	2.5e-3	0.56
2 Toplaag en kleilaag	9.0e-6	0.15
3 Toplaag, kleilaag en kern	1.8e-8	6.6e-5

Analyse

De kans op falen van alleen de topplaag is relatief groot, zeker bij de slechtere gras- en kleikwaliteit. De verklaring hiervan ligt daarin dat gras nauwelijks bestand is tegen hogere golven dan ca. 1 m. Dergelijke situaties worden bij het hier gekozen dijkvak (waarbij de dijk direct aan het zomerbed grenst, en de bekleding ook wordt aangevallen bij lagere waterstanden) door wind alleen al veroorzaakt, dus zonder dat er ook een hoge afvoer voor 'nodig' is.

Wanneer ook de kleilaag ook in de beschouwing wordt betrokken verkleint de faalkans met name voor de goede gras- en kleikwaliteit. De kans op falen van de bekleding inclusief de kleilaag is echter voor de slechte kwaliteit ontoelaatbaar hoog.

Bij het betrekken van de kern in de beschouwing zakken de faalkansen voor beide kwaliteiten sterk. Ook voor de slechte graskwaliteit wordt een min of meer aanvaardbaar niveau behaald van ca. 0.1 maal de norm.

Aanbevelingen voor verder onderzoek

Voor een grasbekleding (op een kleilaag) worden de volgende onderwerpen van belang geacht:

- Modellering van de groei van een gat in de bekleding, als functie van de waterstand en de golfaanval. In tegenstelling tot een steenbekleding, waarbij er na een initieel gat ondermijning kan gaan plaatsvinden door erosie van the filter) is er bij een gat in een grasbekleding op een kleilaag

geen sprake van significant andere omstandigheden, waardoor het proces sneller of langzamer gaat dan voordat het gat ontstond.

- Modelleren van de erosie van klei uit een gat in de bekleding, als functie van de waterstand en de golfaanval.
- Modelleren van de erosie van de zandkern, als functie van het deel van de bekleding wat nog intact is.

8.8 Kansrijke onderwerpen voor onderdeel b

Voor fase b hebben alleen die onderwerpen prioriteit die geen experimenteel onderzoek vragen, en die veel perspectief bieden in de zin van een verkleining van de reststerkte faalkans.

Voor veel van de onderwerpen die in paragraaf 8.7 zijn genoemd is echter juist alleen experimenteel onderzoek kansrijk om een betrouwbare kwantitatieve beschrijving van het proces te verkrijgen. Er zijn er slechts enkele waarbij bureaustudie een aanmerkelijke verbetering bewerkstelligd. Er wordt voorgesteld de volgende onderwerpen in onderdeel b van de studie aan te pakken:

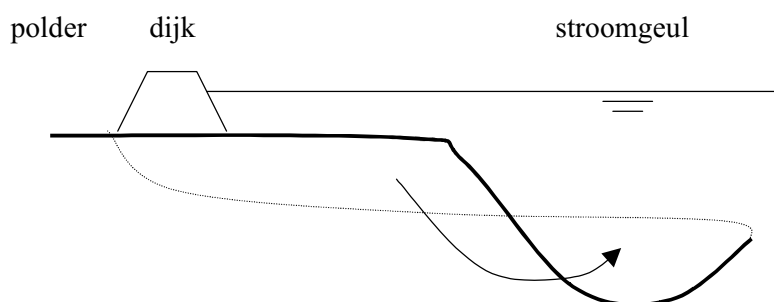
- Modelleren van een belastingmodel voor een zeedijk waarin het tijdsproces gedurende een storm is gemodelleerd. Dit kan vorm worden gegeven door de belastingcomponent waterstand op te bouwen uit een aantal componenten (stormopzet, getij, faseverschil storm-stormopzet-getij).
- Modelleren van de erosie van de zandkern, als functie van het deel van de van de bekleding wat nog intact is. Dit kan vorm worden gegeven met een nadere studie met DUROSTA (dus nog steeds gebaseerd op zand).

Feitelijk kan het in deze rapportage beschreven zoekproces naar de kansrijke en effectieve onderwerpen voor nadere studie, na het kwantificeren van bovengenoemde 2 items opnieuw worden uitgevoerd. Dan zou centraal moeten staan welke onderwerpen het meest kansrijk zijn om met behulp van experimenteel onderzoek een nadere kwantificering te bewerkstelligen.

9 Zettingsvloeiing

9.1 Algemeen

Verweking van zand en aansluitend zettingsvloeiing is de belangrijkste geotechnische oorzaak voor het optreden van een oever- of dijkval. Een zettingsvloeiing kan worden omschreven als een plotseling stabiliteitsverlies in een grondmassief bestaande uit losgepakt zand onder een relatief steile helling, waarbij de instabiliteit leidt tot de vorming van een zand-watermengsel dat afstroomt en tot rust komt onder een zeer flauwe helling (Zie onderstaande figuur). Bij een dijk, met of zonder voorland, moet langs een onderwatertalud van losgepakt zand met dit mechanisme rekening worden gehouden. In Nederland komen dergelijke dwarsprofielen voornamelijk in Zeeland, de Waddenzee, bij havens (Eemshaven) of kanalen (IJmuiden) en bij zandwinputten voor. Echter, ook in het rivierengebied kunnen zettingsvloeiingen optreden in natuurlijke afzettingen (Dordtsche Kil, 1986) of bij kunstmatig aangebrachte zandlichamen onder water (opgespoten vooroevers of onderwaterfundatie voor buitenwaartse dijkversterking). In deze studie wordt alleen ingegaan op situaties waarbij zettingsvloeiingen een gevaar voor de waterkering kunnen vormen.



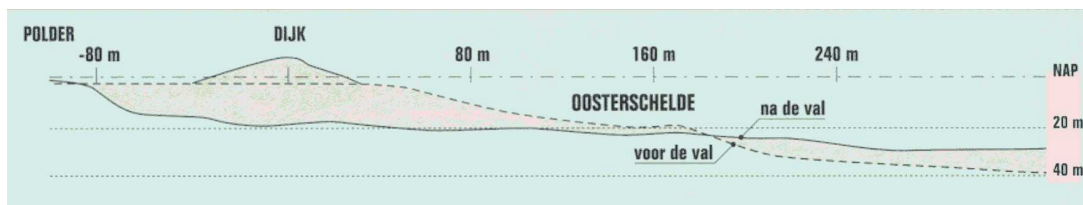
Figuur 9.1: Zettingsvloeiing

Bij een zettingsvloeiing verplaatst “plotseling” een grote hoeveelheid grond in geulwaartse richting van een hoger naar een lager niveau. Het verschijnsel is niet gekoppeld aan extreme weersomstandigheden of geometrie van de dijk maar kan op elk moment (bijvoorbeeld door versteiling van het onderwatertalud door erosie, door een daling van de waterstand (Laag Water) of door een trilling optreden. De oorzaak ligt in de zogenaamde “verweking” van het zand.

9.2 Mechanisme beschrijving

9.2.1 Ervaring

Tussen 1800 en 1976 zijn in Zeeland circa 1000 oever- en dijkvallen geregistreerd. Hiervan zijn door Wilderom circa 150 oever- en dijkvallen uit de periode 1870-1976 geanalyseerd [Rijkswaterstaat 1979]. De landwaartse eindbegrenzing bij de geregistreerde zettingsvloeiingen ligt meestal in het



Figuur 9.2 Dijkval

voorland (oeverval), soms in het buitentalud van de dijk tot en met situaties waarin de gehele dijk in de diepte is

verdwenen (dijkval). Wilderom merkt 17 gevallen als dijkval aan. In één geval is de dijk over een breedte van 300 meter verdwenen. De grootste oeverval verplaatste meer dan een miljoen kubieke meter zand. De grootste inscharing (landinwaartse verplaatsing van de rand van de vooroever) bedroeg meer dan 300 meter.

Door de toegenomen frequentie waarmee sinds de zestiger jaren peilingen werden uitgevoerd kwamen volgens Wilderom ook meer plaatvallen (zettingstvloeingen langs zandplaten) aan het licht. Dit waren 45 gevallen in de Ooster- en de Westerschelde. De plaatvallen hebben vaak een nog grotere omvang dan de oever- en dijkvallen (enkele miljoenen kubieke meters zandverplaatsing).

Om iets over het verloop en tijdsbestek van een zettingstvloeing te kunnen zeggen zijn ooggetuigenverslagen erg belangrijk. Hier zijn er meerdere van. In [de Bruijn en Wilderom, 1961] vinden we bijvoorbeeld de volgende twee verhalen:

“De grootste val die aan de oevers van Noord-Beveland is geconstateerd, was de val van 11 september 1889 aan de cal. Vlietepolder, die een hoeveelheid zandmateriaal van ruim 980.000 m³ in de Oosterschelde deed verdwijnen. Deze val begon ‘s morgens om 8 uur, ongeveer 1,5 uur voor laag water. De lengte van de val bedroeg ca 400 m, de grootste inscharing binnen de laagwaterlijn was 225 m. De afschuiving beschadigde de zeewering over 260 m lengte en drong 235 m bewesten de oostgrens van het oeverwerk door. De zeedijk viel plaatselijk in het buitenbeloop tot boven de buitenberm weg, terwijl het oostelijk beloop van de verbindingsdam en de kop en het binnenbeloop aan het einde van die dam (de kop van de voormalige Westnol) tot aan de kruinlijn afgeschoven. Het strandhoofd langs de oostgrens van het oeverwerk verdween met de vooroever. De afschuiving werd waargenomen door de waterbouwkundig ambtenaar en de voorzitter van het dijksbestuur om 8 uur in de morgen, toen zich langs de waterlijn een steil kantje van enkele decimeters hoog vertoonde, waarna scheuren 2 tot 4 meter verder landwaarts over 10 tot 20 meter lengte ontstonden. Na wegzakking tot aan de scheuren ontstonden nieuwe scheuren, waarna zich het proces van afkalving herhaalde. Op deze wijze strekte zich het grondverlies geleidelijk gedurende 4 uren tijds uit, waarna de beschreven afmetingen waren bereikt.”

“Val van 29 september 1914 aan de Torenepolder. Te ongeveer 8 uur in de ochtend van 29 september 1914 werd door de waterbouwkundig ambtenaar van de polder waargenomen, dat langs de waterrand over een korte uitgestrektheid het water plotseling in heftige beweging kwam, waardoor het vermoeden werd opgewekt, dat aldaar een oeverval of afschuiving plaats had, wat inderdaad het geval bleek te zijn. Over ca 250 m lengte vertoonde zich tussen de raaien 2 en 5 een steil randje en zakten nu hier, dan daar, grote stukken van het strand weg in de diepte. Te 8.30 uur bedroeg in raai 3

en 4 de inscharing reeds ca 50 tot 70 m, een uur later 70-100 m en was door uitbreiding in



foto N.N.

fig. 59. Dijkval aan de Nieuw Noord-Bevelandpolder op 3 oktober 1933. Het water begint de inlaag binnen te stromen.

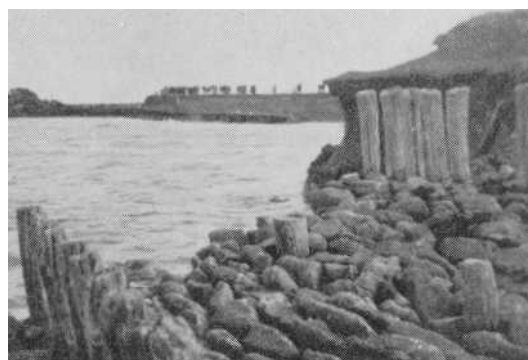


foto N.N.

fig. 60. Dijkval aan de Nieuw Noord-Bevelandpolder op 3 oktober 1933. De bres wordt steeds groter.

Figuur 9.3 Dijkval Nieuw Noord - Beveland [Bruin en Wilderom 1961]

zuidoostelijke richting doorgedrongen in raai 5. Ondertussen had zich het verloop der afschuiving

zichtbaar gewijzigd. Het wegzinken van grote stukken van het strand hield op, er vertoonden zich alleen slechts scheuren tot hoogstens 5 meter uit de steile rand, gevolgd door vele dwarsscheuren. Stukken die alle samenhang hadden verloren ploften voorover in het water en dit bleef zo voortduren tot het einde toe. Om 1 uur was de val nog toegenomen en de kop van de nol genaamd “Kootjesdijkje” voor de helft weggefallen. Te 7 uur ‘s avonds was de val tot staan gekomen. Een oppervlakte van ruim 6 ha ging van het strand boven L.W. verloren, zodat deze val destijds tot de aller grootste gerekend kon worden.”

Dit beeld van een afschuiving/vloeiing die zich onder water afspeelt, en kennelijk van dusdanige afmetingen kan zijn dat aan het oppervlak golven ontstaan, hetgeen later aan het oppervlak pas zichtbaar wordt doordat hier schollen grond de diepte in verdwijnen, is ook in andere verhalen terug te vinden. In [Wilderom, Zeeuws Vlaanderen] wordt melding gemaakt van een oeverval die in 1949 werd waargenomen. Het was stil en rustig weer. Dijkwerkers zagen plotseling een grote deining in de waterspiegel, gevolgd door een sterke stroming naar de wal toe. De volgende dag bleek een oeverval te zijn opgetreden.

Een zettingsvloeiing van enige omvang voltrekt zich in een tijdsbestek van een aantal uren tot een dag. De retrogressiesnelheid kan in het beginstadium maximaal in de orde van grootte van 50 meter per uur bedragen en neemt gedurende het verloop van de zettingsvloeiing af. De verschijnselen beginnen op te treden (of worden opgemerkt) rond het tijdstip van laag water. In één geval wordt in [Kuiper en Wilderom, 1961] gemeld dat aan de val een buitengewoon lage waterstand vooraf was gegaan, nadat het enkele dagen daarvoor giertij was geweest.

Onderstaande fotoserie laat een bladzijde zien uit [Bruin en Wilderom, 1961] waarop foto's zijn te zien van een dijkval. De foto's op de volgende bladzijde tonen het verloop van een zettingsvloeiing langs een zandplaat in de Waddenzee.

9.2.2 Onderzoek

Het bestaan van dilatantie in vastgepakt zand werd voor het eerst aangetoond en gepubliceerd door Reynolds in 1885. Terzaghi refereert in 1925 naar de proeven van Reynolds, suggereert een tegengesteld gedrag bij losgepakt zand en gebruikt dit verschijnsel om het ontstaan van verweking en het optreden van oevervallen te verklaren. Hij noemde dit ‘setzungsfließing’.

In 1979 wordt door Wilderom een inventarisatie van in het verleden opgetreden oever- en dijkvallen gepubliceerd. Door Davis is dit geanalyseerd en omgewerkt tot praktische criteria voor het optreden en voorkomen van zettingsvloeiingen (bestortingscriterium).

Sinds de jaren 70 worden pogingen gedaan het proces te begrijpen en regels voor de adviespraktijk op te stellen. Van belang voor het begrip zijn zettingsvloeiingsproeven in het Waterloopkundig Laboratorium in 1973 en 1975 geweest. Een andere mijlpaal in het onderzoek is de introductie van natte en droge dichtheidsproeven ([Geuze, 1948], Critical density of some Dutch sands, [Lindenberg en Koning, 1981], Critical density of sand). Tussen 1985 en 1993 heeft fundamenteel onderzoek op het gebied van zettingsvloeiingen plaatsgevonden, dat werd geïntroduceerd met de ‘Inventarisatie adviespraktijk zettingsvloeiingen’, [GD, 1985] en afgesloten met het ‘Handboek zettingsvloeiing’ [GD, 1994-3] en het PC-programma SLIQ2D.

9.2.3 Fenomeenbeschrijving

Een zettingsvloeiing treedt op na een soms zeer kleine toename van de schuifspanning in een losgepakte granulaire grondmassa (bijvoorbeeld zandlaag). Door een schuifspanningsverandering kan een volumeverandering van de grondmassa optreden. Deze volumeverandering wordt aangeduid met dilatantie (volume-toename) bij vastgepakt zand of contractantie (volume-afname) bij losgepakt zand. Door een herschikking van het korrelskelet van een losse naar een vastere pakking kunnen de waterspanningen dusdanig worden verhoogd dat de korrelspanningen verdwijnen en verweking van de grondmassa optreedt. Bij een voldoende hoog en steil talud gaat de zandmassa zich als een zand-water-mengsel gedragen en vloeit als gevolg van de aanwezige helling uit. Er zijn dus 4 stadia te onderscheiden:

- verweking van het zand als gevolg van schuifspanningstoename
- mengselvorming
- mengselstroming
- hersedimentatie.

Toename van de schuifspanning kan verschillende oorzaken hebben en is niet gekoppeld aan extreme weersituaties. De bekendste oorzaak voor het ontstaan van een vloeiing is het optreden van een extreem lage waterstand of een extreme amplitude van het getij. Dit kan gepaard gaan met versteiling van het ondertalud door erosie. Ook een afschuiving van zo’n steil deel van het talud kan een zettingsvloeiing tot gevolg hebben. Het zand reageert praktisch ongedraineerd op deze situaties. Verder kunnen ook golven of aardbevingen veranderingen van de schuifspanning veroorzaken. Als de geometrie gunstig genoeg is (een flauwe taludhelling en een kleine taludhoogte) zal geen instabiliteit optreden, en verdwijnen de waterspanningen. Maar onder bepaalde omstandigheden,

verwekinggevoelige ondergrond en voldoende hoog en steil talud, zal zo'n belastingverandering in één of meerdere punten tot instabiliteit leiden.

Het optreden van verweking is sterk afhankelijk van de pakking van het zand. De kritieke dichtheid van het zand wordt vaak als maat voor de verwekinggevoeligheid gebruikt. De grensdichtheid bij een gedraineerde kritieke dichtheidsproef waarbij geen volumeverkleining en volumevergroting optreedt wordt de droge kritieke dichtheid genoemd. De pakking in een ongedraineerde dichtheidsproef waarbij net geen bezwijken optreedt, wordt natte kritieke dichtheid genoemd.

Als het zand vaster is gepakt dan de droge kritieke dichtheid treedt geen verweking op. Als het zand losser is gepakt dan de droge kritieke dichtheid maar dichter dan de natte kritieke dichtheid treedt mogelijk verweking op. Verweking is waarschijnlijk als het zand losser is gepakt dan de natte kritieke dichtheid.

Naast verwekinggevoeligheid is ook de geometrie (taludhoogte en – helling) van de geul van belang bij het mogelijk optreden van een zettingsvloeiing. Wilderom stelde in 1979 vast dat in 80 % van de gevallen de steilste helling over ten minste 5 meter hoogte kort voor het optreden van de instabiliteit 1:3 of steiler bedroeg. Bij een nadere analyse van deze gegevens door GeoDelft [GD 1988] worden voor verschillende dichtheden van het zand bij een veiligheid van 1,3 gekeken wanneer een zettingsvloeiing of afschuiving optreedt (zie tabel). Bij losgepakte zanden is dit een zettingsvloeiing. Bij steilere hellingen is sprake van een afschuiving. De kritieke hellingen zijn indicatief en gekoppeld aan een gewenst veiligheidsniveau (zie Tabel 9.1).

dichtheid zand	ϕ	veiligheid	grenstoestand bezwijken bij ¹	soort instabiliteit
zeer los	30°	1,3	1:2,25	zettingsvloeiing
los	33°	1,3	1:2,00	zettingsvloeiing
dicht	37°	1,3	1:1,75	afschuiving vooroever
zeer dicht	40°	1,3	1:1,50	afschuiving vooroever
1) grenstoestand bezwijken = $\text{tg } \phi / \text{veiligheid}$				

Tabel 9.1: Bovengrens taludhelling als functie van de dichtheid van zand

In hetzelfde rapport zijn de jaarlijkse kansen per 100 m breedte van de vooroever op grondmechanische instabiliteiten als functie van de taludhelling en de zanddichtheid bij een veiligheid van 1,3 gegeven.

aanzethelling	Zettingsvloeiing		Afschuiving	
cotgβ	zeer los	los	dicht	zeer dicht
1,5	Volgens Tabel 9.1			
1,75	grenstoestand bezwijken			0,88
2,0			0,66	0,58
2,25		0,70	0,26	0,22
2,5	0,53	0,46	0,15	0,13
2,75	0,33	0,29	0,08	0,07
3,0	0,22	0,20	0,05	0,045
3,25	0,16	0,14	0,04	0,03
3,5	0,11	0,10	0,03	0,022
3,75	0,07	0,06	0,02	0,015
4,0	0,05	0,04	0,01	0,008
4,25	0,03	0,02		
4,5	0,02	0,017		
5,0	0,01	0,013		

Tabel 9.2: Jaarlijkse kans in procenten op grondmechanische instabiliteit per 100 m vooroever als functie van de zanddichtheid en taludhelling bij een veiligheid van 1,3.

In het Handboek zettingsvloeiingen [GD 1994-3] wordt vermeld dat bovenstaande kansen op ervaring in Zeeland zijn gebaseerd en niet algemeen geldend zijn. Daarnaast wordt opgemerkt dat niet alleen de helling van het talud maar ook de vorm en hoogte van het talud van belang is voor het optreden van zettingsvloeiingen. Voor het optreden van vloeiingen is het ongunstiger dat het steilste talud onder aan het talud ligt dan hoger op het talud.

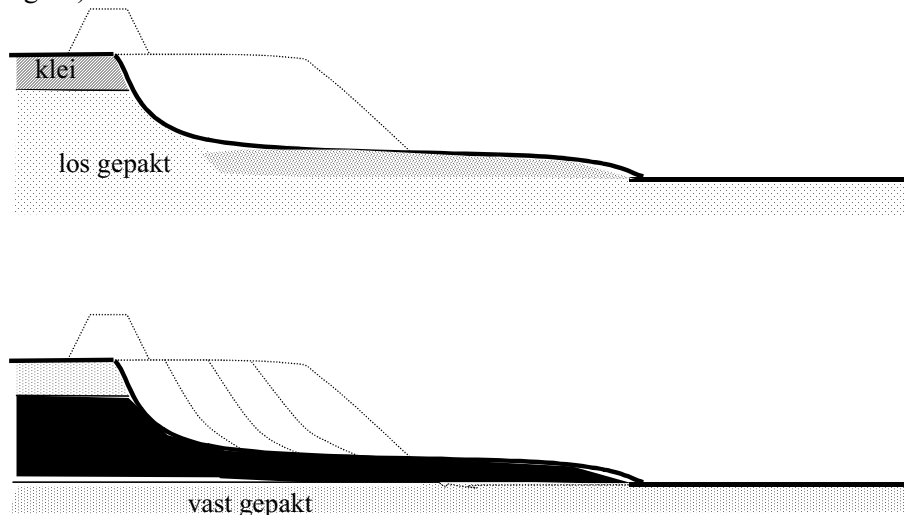
In 1991 is voor het eerst gebruik gemaakt van een probabilistisch model voor zettingsvloeiing [GD, 1991]. Hierbij zijn alle variabelen (de dichtheid van het zand op de locatie, materiaaleigenschappen als functie van de dichtheid, geometrie ter plaatse) stochastisch beschreven en is het stabiliteitscriterium dat in SLIQ2D wordt gehanteerd omgebouwd naar een betrouwbaarheidsfunctie. Als neveneffect kan voor de verschillende invoerparameters worden bepaald welke invoergrootte de grootste invloed op het resultaat van de berekening heeft.

In de praktijk worden in Zeeland hellingen van 1:3 gebruikt voor het bestorten van vooroevers. Door het bestorten treedt geen door uitschuring versteilend benedenbeloop van de vooroever op. Gedurende de laatste decennia is er geen vloeiing meer opgetreden in deze beschermde taluds waaruit blijkt dat het 1:3 criterium in de praktijk voldoet. Een enkele maal (eens in de paar jaar) treedt nog wel een vloeiing op in onbeschermde oevers.

Opgemerkt wordt dat bij zandplaten blijkt dat zettingsvloeiingen bij flauwere hellingen optreden dan bij vooroevers.

Ook de dikte van het pakket losgepakt zand speelt een rol bij het optreden van een zettingsvloeiing. In de praktijk wordt uitgegaan dat bij een pakket losgepakt zand dunner dan 5 m geen vloeiing zal optreden. Dit berust op empirie en is niet fysisch aangetoond. Bij proeven met storten van zand in de Cuttergoot traden in vrij fijn zand zettingsvloeiingen op, hoewel de taludhoogte niet meer was dan 1 meter.

De zandbeweging zal zich landinwaarts uitbreiden. Hierbij kan de vloeijing in één keer of in fases optreden. In het laatste geval schuift telkens een moot zand af. Afhankelijk van de breedte van het voorland of dijk kan het uren duren voordat er sprake is van een dijkdoorbraak (zie onderstaande figuur).



De lengte waarover de zettingsvloeijing landinwaarts plaats vindt (inscharingslengte), wordt bepaald door de bodemopbouw, eventuele obstakels in de grond en de bergingscapaciteit van de geul. De inscharingslengte afhankelijk van de flauwste helling na een dijkval en de breedte van de geul. De

flauwste helling is afhankelijk van de diepte van de geul. Hoe smaller de geul hoe kleiner de inscharingslengte. Bij een smalle, ondiepe geul stroomt de geul immers snel vol met zand waardoor het zand niet meer uit het talud kan vloeien. Voor de Zeeuwse situatie is van de grootte van de inscharing een redelijke schadestatistiek op basis van de gegevens van Wilderom.

De schade na een instabiliteit van de vooroever had tussen 1870 en 1976 gemiddeld een breedte van 100 m.

Als er geen obstakels in de grond aanwezig zijn zal de oeverval in een bovenaanzicht de vorm van een kom / schelp krijgen.

Een dijkdoorbraak als gevolg van een zettingsvloeijing levert meestal geen direct gevaar op voor de polder omdat een zettingsvloeijing vaak bij laag water optreedt. Indien geen (nood)reparaties aan de dijk zijn uitgevoerd voordat een volgende hoogwatergolf optreedt, kan de polder wel volstromen.

9.3 Fasering en duur van dijkdoorbraak door zettingsvloeijing

Een fasering die visueel is waar te nemen, is voor een zettingsvloeijing moeilijk te maken, mede doordat een zettingsvloeijing vaak onder water begint. De hieronder beschreven fasen zijn daarom theoretisch. Door de geringe verandering in geometrie tussen de verschillende fasen is geen ‘stripverhaal’ van de zettingsvloeijing gemaakt. De verschillende fasen zijn chronologisch in de tijd maar zijn niet van tijdsduur afhankelijk. Overgangskansen zijn afhankelijk van geometrie en ondergrond.

De volgende fasen kunnen bij een zettingsvloeiing worden onderscheiden:

- *Verhoging van de schuifspanningen:* Door erosie van de vooroever, uitstromend grondwater of trillingen worden schuifspanningen opgewekt. Deze fase is niet visueel waarneembaar.
- *Verweking van de zandlaag:* Als gevolg van schuifspanningen kunnen er in losgepakt zand volumeverkleiningen ontstaan, waardoor wateroverspanningen worden gegenereerd. Dit kan tot verweking leiden, waardoor een groot deel van het talud instabiel wordt.
- *Zettingsvloeiing:* Indien het onderwatertalud voldoende steil en hoog is kan het op sommige plaatsen verweekte talud uitvloeien. Dit veroorzaakt verdere wateroverspanningen waardoor het zand verder verweekt, langs de helling uitvloeit en een zettingsvloeiing ontstaat. Pas als een vloeiing daadwerkelijk optreedt wordt het proces van een zettingsvloeiing waarneembaar.
- *Dijkdoorbraak:* Afhankelijk van de inscharingslengte en de breedte van het voorland kan de dijk worden ondermijnd.
- *Bresgroei/overstroming van de polder:* Als de dijk is verdwenen treedt overstroming op als er op het moment van de zettingsvloeiing water tegen de dijk staat. Dit hoeft niet het geval te zijn, want een zettingsvloeiing begint vaak rondom het tijdstip van laag water. Het is echter de vraag of de dijk hersteld kan worden voor een volgende hoogwater. Langs de kust (getij) is dat onwaarschijnlijk, in het rivierengebied is dat wellicht wel mogelijk. Er is echter de kans dat hoogwater optreedt voordat de dijk is hersteld. In dat geval gaat er water door het gat stromen en treedt overstroming van de polder en mogelijke verdere uitbreiding van het gat door bresgroei op.

Op de voorwaarden voor het optreden van de verschillende fasen is in de vorige paragraaf ingegaan. De belangrijkste dikelementen die van belang zijn bij een zettingsvloeiing zijn de bodemopbouw, het voorland, het onderwatertalud en de bergingscapaciteit van de geul. De eerste twee genoemde elementen zijn in hoofdstuk 2 uitgewerkt.

Maatregelen om zettingsvloeiing te voorkomen

Door het vastleggen van het onderwatertalud wordt voorkomen dat hellingen optreden die aanleiding geven tot instabiliteit. Vastleggen kan door bestorten of bezinken. De meest kritieke vooroevers in Zeeland zijn reeds vastgelegd.

Door het verdichten van de zandlaag wordt de verwekinggevoeligheid minder. Het verdichten van zand onder deze omstandigheden is echter een kostbaar en moeilijk proces waardoor dit bijna niet wordt toegepast.

9.4 Mogelijkheden voor het beschrijven van reststerkte

Het rekenmodel SLIQ2D voorspelt het optreden van zettingsvloeiingen in losgepakt zand bij een gegeven geometrie en grondgesteldheid. Het programma onderzoekt voor meerdere geometriën of instabiliteit zal optreden als het zand volledig ongedraineerd reageert op een kleine belastingverandering. Om dat te kunnen, moeten de beginspanningen die het resultaat zijn van voorgaande, langzame geometrieveranderingen bekend zijn. In SLIQ2D zijn deze beginspanningen bepaald door gebruik te maken van de resultaten van berekeningen met het Eindige elementen Model Pluto. Door de veralgemenisering van deze Pluto berekeningsresultaten kunnen sommen worden gemaakt met een goede benadering van de beginspanningen zonder dat vooraf (ingewikkelde) EEM

berekeningen moeten worden gemaakt [GD 1994-3]. In het programma wordt er van uitgegaan dat een vloeïing op zal treden als in één punt instabiliteit optreedt. Dit is een conservatieve aanname.

Om voor een specifieke locatie SLIQ2D-berekeningen te kunnen maken, zijn gegevens van kritieke dichtheidsproeven bij verschillende pakkingsdichtheden nodig. Om deze proeven uit te kunnen voeren moeten monsters van het zand van de locatie worden genomen. Voorts moet de pakkingsdichtheid van het zand ter plaatse bekend zijn. Dit betekent dat sonderingen en/of elektrische dichtheidsmetingen moeten worden gedaan.

In de adviespraktijk blijft een dergelijk uitgebreid onderzoek uit kostenoverwegingen meestal achterwege. Tot voor enkele jaren was de algemene adviespraktijk dat op basis van sondeerresultaten een schatting wordt gemaakt van de dichtheid van het zand en wordt de vraag ‘verwekingsgevoelig of niet?’ ingeschat op basis van expertise.

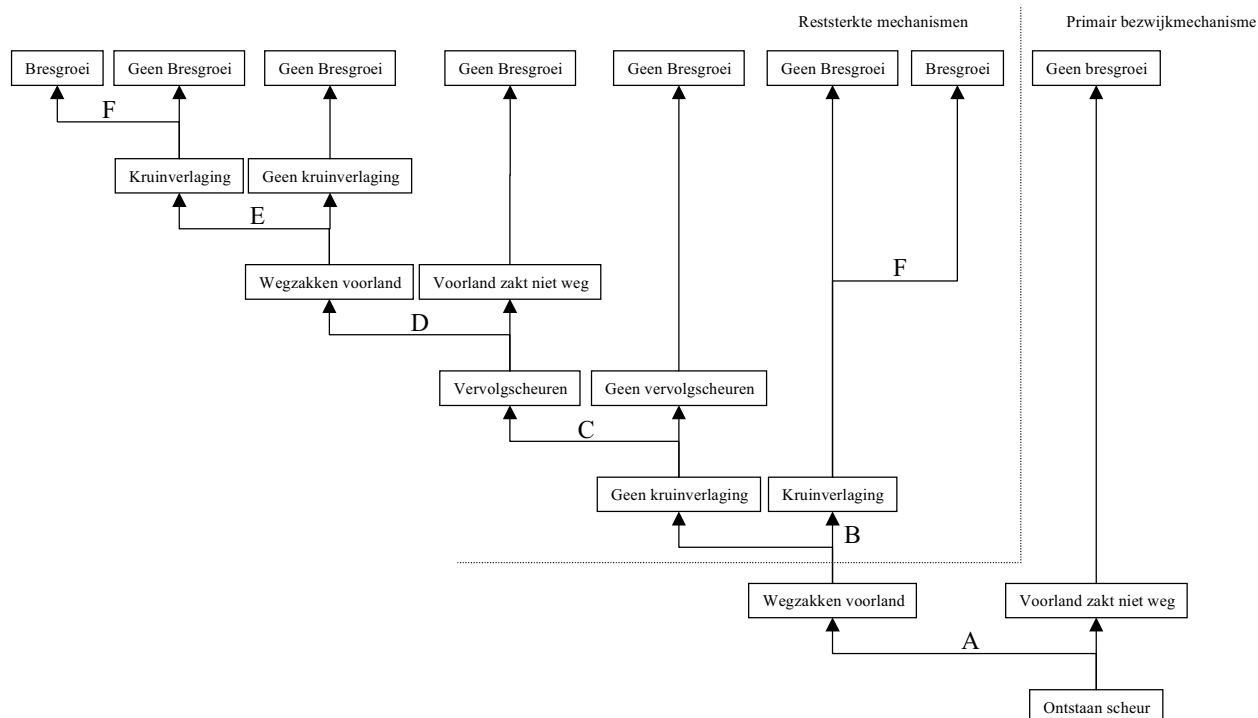
De laatste jaren is het bij GeoDelft bij de advisering ten aanzien van zettingsvloeïing gebruikelijk uit te gaan van een kansbenadering:

- de kans op een zettingsvloeïing wordt ingeschat op basis van de ervaring in Zeeland en de ervaring bij zandwinningen. Gekeken wordt hierbij naar de ter beschikking staande gegevens, zoals geometrie, korrelverdeling, sondeerweerstand en, als die ter beschikking, kritieke dichtheidsproeven
- hierna kan een kansverdeling van de inscharingslengte worden opgesteld om te kijken hoe groot de kans is dat de zettingsvloeïing daadwerkelijk de dijk bereikt en een dijkdoorbraak kan bewerkstelligen.
- tenslotte moet de kans worden bekeken dat een volgend hoogwater optreedt voordat de dijk is hersteld.

In de Leidraad Toetsen is in katern 9 een beoordelingsrichtlijn voor het optreden van een zettingsvloeïing gegeven.

9.5 Overzicht

Verweking van zand en aansluitend een zettingsvloeïing is de belangrijkste geotechnische oorzaak voor het optreden van een oever- of dijkval. Een zettingsvloeïing kan worden omschreven als een plotseling stabiliteitsverlies in een grondmassief bestaande uit losgepakt zand onder een relatief steile helling, waarbij de instabiliteit leidt tot de vorming van een zand-watermengsel dat afstroomt en tot rust komt onder een zeer flauwe helling. Bij een dijk, met of zonder voorland, moet langs een onderwatertalud van losgepakt zand met dit mechanisme rekening worden gehouden.



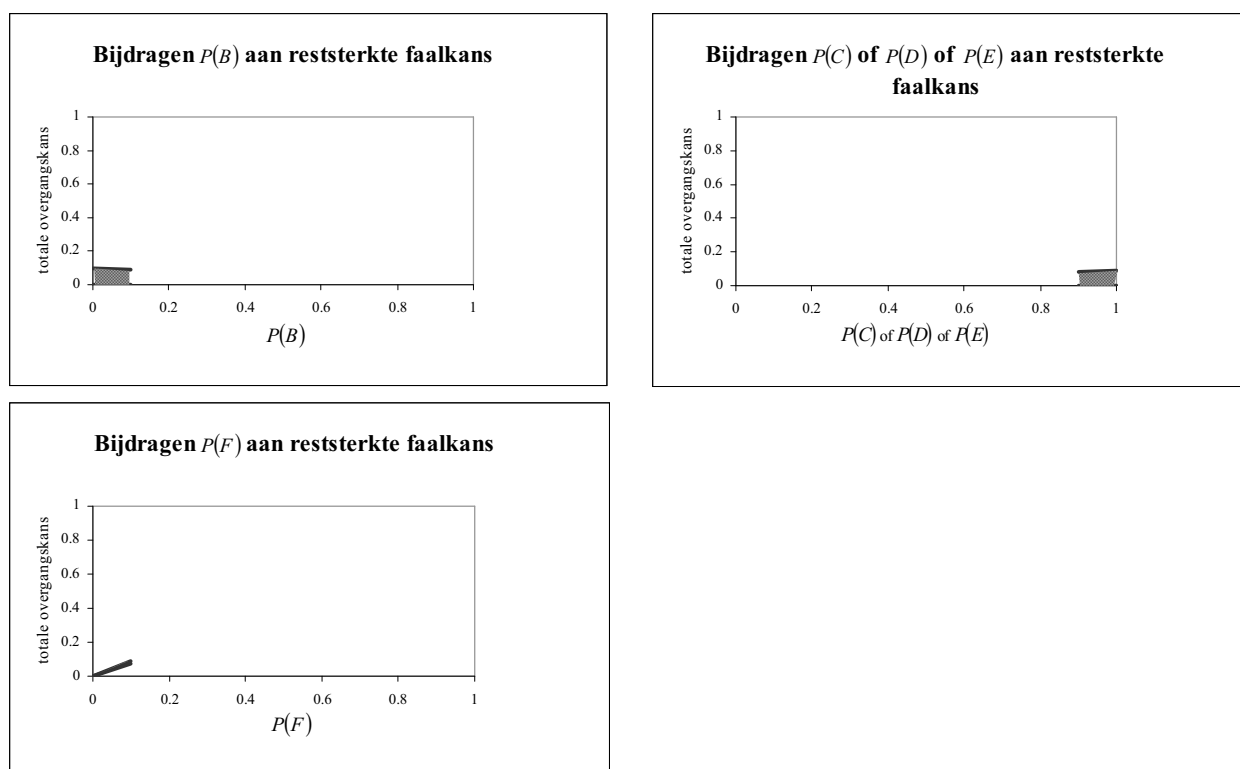
Figuur 9.5: Gebeurtenissenboom Zettingsvloeiing

mechanisme	Beschikbare modellen	praktijkvoorbeelden	afhankelijk van:	indicatie overgangskans
A ¹	SLIQ2D	Tussen 1800 en 1976 zijn in Zeeland circa 1000 oever- en dijkvallen geregistreerd. Hiervan heeft Wilderom er 150 geanalyseerd. Bij ruim 10 % van deze gevallen trad kruinverlaging op. Ook op de Waddenzee, bij havens en langs rivieren en kanalen zijn zettingsvloeiingen geregistreerd.	bodemopbouw, pakking van het zand, onderwatertalud, bergingscapaciteit van de geul.	0.9-1.0 o
B	-			0 – 0.1 o
C	SLIQ2D			0.9-1.0 o
D	SLIQ2D			0.9-1.0 o
E	-			0.9-1.0 o
F	Bresgroeimodel Visser, HIS relaties bresgroei, voorspelingsmodellen buitenwaterstand		buitenwaterstand, eigenschappen kernmateriaal.	0 – 0.1 o
+ blijkt uit praktijkgevallen / proefsituaties; o redelijke schatting op basis van aanwijzingen, bijvoorbeeld berekeningen; - schatting zonder onderbouwing. ¹ primair mechanisme				

Tabel 9.3 Overzichtstabel zettingsvloeiingen

Indien de gebeurtenissenboom met indicaties van overgangskansen wordt doorgerekend is de geschatte kans op bresgroei nadat het primair bezwijkmechanisme is opgetreden circa 0 à 10 % . De relatieve invloed van de verschillende mechanismen op de reststerktefaalkans is ook in onderstaande

figuren weergegeven. Mechanisme F heeft de grootste invloed op het wel of niet optreden van bresgroei. De kans dat na een kruinverlaging bresgroei optreedt, $P(F)$, is afhankelijk van de kans op een tweede hoogwatergolf. Indien een tweede hoogwatergolf optreedt zal vrijwel zeker bresgroei optreden.



Figuur 9.6 Bijdragen mechanismen van een zettingsvloeiing aan reststerktefaalkans

10 Overzicht en conclusies

In onderstaande paragrafen wordt een overzicht gegeven van de reststerkte van de beschreven faaltrajecten. Daarbij wordt een overzicht van de belangrijkste zogenaamde ‘witte vlekken’ gegeven. Op deze witte vlekken wordt niet in detail ingegaan. Daarvoor wordt verwezen naar voorgaande hoofdstukken.

10.1 Overslag

Bij overlopen en overslag stroomt water bij een hoge waterstand (evt door golven) over de kruin van de dijk. Het water kan enerzijds oppervlakte erosie van de dijk veroorzaken. Anderzijds kan het water de dijk binnendringen en verzadigen met water. Afhankelijk van de sterkte van de toplaag kan interne erosie van de bekleding of een afschuiving optreden.

Overloop en overslag heeft veel schade en dijkdoorbraken veroorzaakt bij de stormvloed van 1916 en 1953. Naar aanleiding van deze rampen zijn enkele modellen ontwikkeld om ondiepe afschuivingen te voorspellen. Daarnaast is onderzoek uitgevoerd voor oppervlakte erosie door overloop. Van het mechanisme interne erosie zijn geen modellen bekend. Ook vervolgmecanismen na primair bezwijken zijn niet gemodelleerd. Onderzoek naar de volgende punten dient te worden uitgevoerd om een betrouwbare overgangskans te bepalen:

- Er zijn geen modellen die interne erosie beschrijven;
- bestaande modellen voor overslag zijn afgeleid van erosiemodellen bij overloop. Deze overslagmodellen zijn niet gevalideerd;
- voor erosie van de kern is alleen een model voor zanddijken (zonder bekleding) voorhanden. Van erosie van kleikernen of zanddijken met een kleibekleding zijn geen goede modellen.
- het tijdsaspect van de bezwijkmechanismen is waarschijnlijk van groot belang voor de bepaling van de overgangskans. Hierover zijn alleen grove schattingen uit ooggetuigenverslagen bekend.

Naar erosie van kleikernen wordt op moment van schrijven onderzoek gedaan. Over het mechanisme interne erosie is weinig bekend. Dit mechanisme kan een grote invloed hebben op de reststerkte van een dijk. Daarnaast heeft de overslagduur een grote invloed op de overgangskans tussen primair bezwijken en bresgroei.

10.2 Piping

Onder en achterloopsheid (piping) en hydraulische groundbreuk (heave) zijn verschijnselen die de stabiliteit van een dijk kunnen bedreigen.

Piping treedt zowel bij zee- als rivierdijken op. Zandmeevoerende wellen, begin van het piping mechanisme, worden bij hoogwatergolven in Nederland vaak waargenomen. In het verleden hebben zich regelmatig dijkdoorbraken voorgedaan als gevolg van piping. Voorbeelden zijn de doorbraak van de dijk bij Zalk in 1926, bij Nieuwkuijk in 1880 en bij Tholen 1884. Bij enkele van deze gevallen is een doorbraak opgetreden omdat men het faaltraject niet begreep en verkeerde maatregelen nam.

Eind jaren 70 tot begin jaren 90 is veel onderzoek uitgevoerd naar het bezwijkmechanisme piping. De modellen, die zijn ontwikkeld en gevalideerd, beschrijven het proces van welvorming tot het vormen van een doorgaande pipe onder het dijklichaam (regel van Sellmeyer). De regel van Sellmeyer wordt ook toegepast in PC-Ring. Van de mechanismen die daarna optreden zijn geen modellen bekend. Het betreft hier de volgende mechanismen:

- kruinverlaging: Nadat een doorgaande pipe is ontstaan worden holle ruimten / gangen gevormd die na verloop van tijd instorten waardoor kruinverlaging optreedt. Er is geen model voorhanden die dit mechanisme beschrijft.
- overslag/overloop: Eveneens is het niet bekend hoe groot deze kruinverlaging zal zijn en wat hierna precies gebeurt. Hoe groot is bijvoorbeeld de kans is op overslag en bresgroei nadat de holle ruimten zijn ingestort en als er geen overslag optreedt, stopt het pipingproces dan?

Verwacht wordt dat deze mechanismen weinig bijdragen aan de reststerkte. Uit de praktijkgevallen en kijkproeven waarbij een doorgaande pipe is ontstaan volgt dat een doorbraak bijna onvermijdelijk is.

10.3 Binnenwaartse macroinstabiliteit

Er is sprake van macro-instabiliteit als grote delen van het grondmassief afschuiven langs rechte of gebogen glijvlakken. Zoals de naam macro-instabiliteit al aangeeft is de oorzaak van de afschuiving een verlies van evenwicht.

Regelmatig worden tijdens en vlak na hoogwatergolven op de rivieren scheuren in de dijk aangetroffen. In enkele gevallen doet zich zelfs een afschuiving voor. Tijdens overstromingen in Polen en Duitsland wordt melding gemaakt van dijkdoorbraken en binnenwaartse macroinstabiliteit.

De methode Bishop in MPROSTAB kan gebruikt worden om probabilistisch een primaire bezwijkkans voor een dijkvak te berekenen. Voor bepaling van de overgangskans tussen primair bezwijken en het falen van de waterkering is het volgende onderzoek nodig:

- Na het optreden van een afschuiving ontstaat een nieuw evenwicht in de dijk. Direct gevaar voor overslag ontstaat alleen als de insteek van het glijvlak in het buitentalud zit. Dit is meestal niet het geval. De omstandigheden waarbij dit wel het geval is, zijn niet bekend.
- indien het glijvlak niet in het buitentalud plaats vindt, moeten één of meerdere vervolgafschuivingen of microinstabiliteit plaatsvinden voordat een kruinverlaging optreedt. De kans op vervolgafschuivingen kan worden bepaald door een afgeschoven geometrie in het programma MPROSTAB in te voeren. Voor microstabiliteit zijn geen gevalideerde modellen bekend.
- om de overgangskans tussen primair bezwijken en totaal falen te bepalen, dient de kans te worden vastgesteld dat overslag optreedt nadat een kruinverlaging heeft plaatsgevonden en de kans dat daarna werkelijk een bres wordt gevormd.
- Nadat een initiële macroinstabiliteit is opgetreden kan de buitenwaterstand zodanig stijgen dat overslag optreedt. Hierdoor worden vervolgemechanismen versneld. Onderzoek is nodig om het belang van deze conditionele overgangskans vast te stellen.

Gezien de schadegevallen wordt verwacht dat na het optreden van het primaire mechanisme macroinstabiliteit nog veel reststerkte te verwachten is. Reststerkte wordt vooral verwacht bij de reststerktecomponenten tussen primair bezwijken en het optreden van overslag.

10.4 Buitenwaartse macroinstabiliteit

Doordat buitenwaartse macroinstabiliteit optreedt onder omstandigheden waarbij niet direct gevaar is voor overstroming van het achterland is in deze studie alleen de fenomeenbeschrijving gegeven. Er is niet ingegaan op reststerkte van de waterkering na primair bezwijken. Aangenomen wordt dat de kans op een tweede hoogwatergolf nadat een eerste hoogwatergolf is opgetreden zodanig klein is dat de overgangskans tussen primair bezwijken door buitenwaartse macroinstabiliteit en bresgroei en overstroming van het achterland verwaarloosbaar klein is.

10.5 Erosie Buitentalud

Mechanismen voor erosie van het buitentalud zijn beschreven voor verschillende typen bekleding (steenzetting op filter of klei, gras op klei, asfalt op zand) en kernmateriaal.

Voor alle bekledingstypen zijn resultaten van grootschalige proeven beschikbaar die inzicht verschaffen in de ontwikkelingen direct na het ontstaan van initiële schade. Voor steenzettingen en asfalt bestaan eenvoudige formules voor de erosie van de filterlaag. Voor grasbekledingen kan een schatting worden gemaakt op basis van de testresultaten.

Voor de erosie van de kern door golfaanval en de ondermijning van de bekleding als gevolg van deze erosie zijn zeer weinig gegevens beschikbaar. Duinafslagmodellen kunnen worden gebruikt om een ondergrens van de reststerkte van de kern af te schatten. Eenvoudige formules voor de erosie van kleilagen en de kern zijn gepresenteerd in PC-Ring.

Verschillende kennisleemten in de kwantitatieve beschrijving van bovenstaande mechanismen zijn geconstateerd.

10.6 Microstabiliteit

Onder microinstabiliteit wordt een locale instabiliteit van het binnentalud onder invloed van waterstroming en waterdrukken vanuit de kern van de dijk verstaan. Deze locale instabiliteit van het binnentalud kan vervolgens leiden tot vervolg instabiliteiten en tenslotte tot het aantasten van de kruin van de dijk en de waterkerende functie.

In Nederland zijn weinig praktijkgevallen van microinstabiliteit in de literatuur beschreven. In februari 1995 is tijdens hoogwater op de IJssel op het dijkvak Kloosterbosch - Kerkhofdijk (waterschap Oost Veluwe) verlies van microstabiliteit opgetreden. Een gat van ongeveer 1 m³ is daarbij ontstaan. Veel rampen met dammen zijn echter wel veroorzaakt door microinstabiliteit. Dammen moeten, i.t.t. de meeste dijken, worden ontworpen als permanente waterkering met een grote waterkerende hoogte.

Er kunnen 7 verschillende initiële mechanismen van microinstabiliteit worden onderscheiden. Met betrekking tot deze en vervolgmechanismen zijn geen praktijkproeven of experimenten bekend. Ook is er weinig of geen modelonderzoek naar microstabiliteit uitgevoerd. Voor de leidraad toetsen op veiligheid is een theoretisch model afgeleid. Voor een betrouwbare schatting van de reststerkte bij microinstabiliteit is het volgende onderzoek nodig:

- Validatie van de bestaande theoretische modellen met betrekking tot het initieel mechanisme;
- na validatie van de theoretische modellen moet worden onderzocht of microinstabiliteit in de praktijk ook zal voorkomen;
- voor het bepalen van de overgangskans is het vervolgens van belang te onderzoeken onder welke omstandigheden primair bezwijken leidt tot kruinverlaging. Daarbij dienen niet alleen geometriekenmerken en grondeigenschappen te worden meegenomen, zoals in het in hoofdstuk 6 beschreven model, maar dient ook de vraag te worden gesteld of microinstabiliteit binnen de duur van een hoogwatergolf kan leiden tot kruinverlaging;
- voor het bepalen van de kans op overslag, nadat kruinverlaging is opgetreden, zijn geen modellen bekend. Voor het bepalen van een overgangskans is deze mogelijk van belang.

Microinstabiliteit wordt niet meegenomen in PC-Ring. Doordat microinstabiliteit weinig voorkomt, is weinig onderzoek naar dit mechanisme verricht. Zelfs modellen met betrekking tot het primaire mechanisme zijn niet gevalideerd. Over de overgangskans tussen primair bezwijken en overstroming van het achterland is daarom weinig te zeggen. Verwacht wordt dat de kans op primair bezwijken dusdanig klein is dat zelfs met een relatief grote overgangskans de totale faalkans klein blijft. Onderzoek na de kans op primair bezwijken is van belang.

10.7 Zettingsvloeiing

Verweking van zand en aansluitend zettingsvloeiing is de belangrijkste geotechnische oorzaak voor het optreden van een oever- of dijkval. Een zettingsvloeiing kan worden omschreven als een plotseling stabiliteitsverlies in een grondmassief bestaande uit losgepakt zand onder een relatief steile helling, waarbij de instabiliteit leidt tot de vorming van een zand-watermengsel dat afstroomt en tot rust komt onder een zeer flauwe helling. Bij een dijk, met of zonder voorland, moet langs een onderwatertalud van losgepakt zand met dit mechanisme rekening worden gehouden.

In Nederland komen dergelijke dwarsprofielen voornamelijk in Zeeland, de Waddenzee, bij havens (Eemshaven) of kanalen (IJmuiden) en bij zandwinputten voor. Echter, ook in het rivierengebied kunnen zettingsvloeiingen optreden in natuurlijke afzettingen (Dordtsche Kil, 1986) of bij kunstmatig aangebrachte zandlichamen onder water (opgespoten vooroevers of onderwaterfundatie voor buitenwaartse dijkversterking). Tussen 1800 en 1976 zijn in Zeeland circa 1000 oever- en dijkvallen geregistreerd. Hiervan zijn door Wilderom circa 150 oever- en dijkvallen uit de periode 1870-1976 geanalyseerd [Rijkswaterstaat 1979].

Het rekenmodel SLIQ2D voorspelt het optreden van zettingsvloeiingen in losgepakt zand bij een gegeven geometrie en grondgesteldheid. Het programma onderzoekt voor meerdere geometriën of instabiliteit zal optreden als het zand volledig ongedraineerd reageert op een kleine belastingverandering. Het model geeft daarbij niet aan of een kruinverlaging optreedt. Kruinverlaging is afhankelijk van de eigenschappen van het voorland en de geul.

Indien de gebeurtenissenboom met indicaties van overgangskansen wordt doorgerekend is de geschatte kans op bresgroei nadat het initieel mechanisme is opgetreden circa 1 %. De keuze voor de overgangskans voor het optreden van kruinverlaging en het optreden van bresgroei nadat een kruinverlaging is opgetreden hebben de grootste invloed op de reststerkte. Vooralsnog kunnen deze alleen op basis van praktijksituaties worden bepaald.

10.8 Aanbevelingen voor volgende onderzoeksfase

Voor de volgende projectfase hebben alleen die onderwerpen prioriteit die geen experimenteel onderzoek vragen, en die veel perspectief bieden in de zin van een verkleining van de reststerktefaalkans.

Overslag / overloop

- Onderzoek naar modellen die interne erosie beschrijven.
- Onderzoek naar omstandigheden waarbij interne of oppervlakteerosie optreedt of (on)diepe afschuivingen ontstaan.
- Onderzoek naar het belang van het tijdsaspect bij de verschillende deelmechanismen.

Binnenwaartse macrostabiliteit

- Vaak zijn één of meerdere vervolgafschuivingen of microinstabiliteit noodzakelijk voordat een kruinverlaging optreedt. Vooral het optreden van vervolgafschuivingen die leiden tot kruinverlaging hebben een grote invloed op de reststerktefaalkans. De kans op vervolgafschuivingen kan worden bepaald door een afgeschoven geometrie in het programma MPROSTAB in te voeren.
- Nadat een initiële macroinstabiliteit is opgetreden kan de buitenwaterstand zodanig stijgen dat overslag optreedt. Hierdoor worden vervolgmechanismen versneld. Onderzoek is nodig om het belang van deze conditionele overgangskans vast te stellen.
- Het tijdsaspect is van groot belang voor het wel of niet optreden van een dijkdoorbraak door macroinstabiliteit. Onderzoek is noodzakelijk om het belang van tijd kwantitatief te maken.

Microstabiliteit

- Validatie van de bestaande theoretische modellen met betrekking tot het initieel mechanisme.
- Voor het bepalen van de overgangskans is het van belang te onderzoeken onder welke omstandigheden primair bezwijken optreedt en vervolgens leidt tot kruinverlaging. Het betreft hier verschillende omstandigheden zoals eigenschappen van de kering en duur van de belasting.

erosie buitentalud (reststerkte)

Voor veel van de onderwerpen die in voorgaand hoofdstuk zijn genoemd is alleen experimenteel onderzoek kansrijk om een betrouwbare kwantitatieve beschrijving van het proces en dus de reststerkte te verkrijgen. Er zijn er slechts enkele onderdelen waarbij bureaustudie een aanmerkelijke verbetering bewerkstelligd. Er wordt voorgesteld de volgende onderwerpen in de volgende projectfase van de studie aan te pakken:

- Modellering van een belastingmodel voor een zeedijk waarin het tijdsproces gedurende een storm is gemodelleerd. Dit kan vorm worden gegeven door de belastingcomponent waterstand op te bouwen uit een aantal componenten (stormopzet, getij, faseverschil storm-stormopzet-getij).
- Modellering van de erosie van de zandkern, als functie van het deel van de van de bekleding wat nog intact is. Dit kan vorm worden gegeven met een nadere studie met DUROSTA (dus nog steeds gebaseerd op zand).

Piping en zettingsvloeiing

Naar de doorbraakprocessen van de mechanismen piping en zettingsvloeiing is in het verleden, in vergelijking tot de overige faaltrajecten, relatief veel onderzoek gedaan. Reststerkte is daarom beter te voorspellen.

Voor piping beschrijft het model van Sellmeyer de situatie op het moment dat een halve pipe onder de dijk is ontstaan. Verwacht wordt dat de mechanismen die na het ontstaan van deze pipe nog optreden voordat bresgroei optreedt weinig bijdragen aan de reststerkte. Uit de praktijkgevallen en kijkproeven waarbij een doorgaande pipe is ontstaan volgt dat een doorbraak bijna onvermijdelijk is.

Voor zettingsvloeiing voorspelt het rekenmodel SLIQ2D het optreden van zettingsvloeiingen in losgepakt zand bij een gegeven geometrie en grondgesteldheid. Het model geeft niet aan of een kruinverlaging optreedt. Kruinverlaging is afhankelijk van de eigenschappen van het voorland en de geul.

Hoewel er in voorgaande projectfase aandacht is geweest voor ervaringen uit schaderapporten uit de praktijk, blijkt na afronding van dat deelproject er nog vele schaderapporten beschikbaar te zijn gekomen. Als men hier in de toekomst alert op blijft, moet het mogelijk zijn om een aanzienlijk archief op te bouwen van schaderapporten, die een waardevolle ondersteuning kunnen zijn bij het leren begrijpen van het faaltraject van waterkeringen. Voorgesteld wordt om deze literatuur te blijven verzamelen en centraal door een persoon te laten beheren. De verslagen hoeven niet fysiek bij die beheerder aanwezig te zijn, als maar wel bekend is waar en bij wie het verslag te leen is.

Definities

Onderstaande definities betreffen de in dit rapport gehanteerde definities m.b.t. Falen , Bezwijken enz. in verband met Reststerkte bij dijken *(cursief gedrukte tekst is nadere toelichting)*

Falen van de waterkerende functie van de dijk:

Het niet kunnen vervullen van de waterkerende functie op het ogenblik dat daar aanspraak op wordt gemaakt. *De aanwezige capaciteit om water te keren wordt overschreden door de benodigde capaciteit om water te keren.*

Falen van de waterkerende functie kan tot stand komen doordat óf de te keren waterstand (substantieel) hoger is dan die waarop de hoogte van de waterkering berekend is (maar waarbij geen dijkdoorbraak ontstaat), óf als gevolg van dijkdoorbraak. In dit rapport wordt de laatste vorm van falen beschouwd.

Bezwijken:

Het optreden van een bezwijkmechanisme.

Bezwijkmechanisme (of kortweg: mechanisme):

Breuk, vormverandering, verlies van samenhang of schade aan (onderdelen) van de dijk, als gevolg van belastingen of belastingeffecten die de sterkte overtreffen, waardoor de capaciteit om water te keren nadelig kan worden beïnvloed.

Primaire mechanismen:

De verzameling van (bekende) mechanismen die beschouwd wordt bij het ontwerpen of toetsen van de waterkerende capaciteit van de dijk.

Volgens de vigerende ontwerp/toetsrichtlijnen zijn de primaire mechanismen bij dijken:

- *erosie van de binnentaludbekleding bij overloop en/of golfoverslag*
- *grondmechanische instabiliteit van het binnentalud bij overloop en/of golfoverslag*
- *grondmechanische instabiliteit van het binnentalud als gevolg van een hoge buitenwaterstand of als gevolg van neerslag*
- *micro-instabiliteit van het binnentalud*
- *onderloopsheid (piping of heave)*
- *erosie/breuk/wegslaan van de buitentaludbekleding*
- *grondmechanische instabiliteit van het buitentalud (na een hoogwatersituatie)*
- *instabiliteit van het voorland (zettingssvloeiing)*

De aanname is dat indien geen van de mechanismen optreedt dit falen van de waterkerende functie door dijkdoorbraak uitsluit.

Reststerkte (Reststerkte na optreden een primair mechanisme):

Restcapaciteit om de waterkerende functie waarop aanspraak wordt gemaakt te vervullen, na optreden van een primair mechanisme.

Faaltraject na optreden van een primair mechanisme:

Optreden van een sequentie van vervolgmecanismen die leidt tot (het begin van) een dijkdoorbraak.

Dijkdoorbraak (begin van dijkdoorbraak):

Het ontstaan van een zodanige verlaging van de kruin van de dijk dat (bij aanhoudende waterstand) bresgroei wordt geïnitieerd.

Er is natuurlijk veel discussie mogelijk over de vraag hoe eenduidig dit is, met name of de verschillende primaire mechanismen en bijbehorende vervolgmecanismen wel tot een bres-initiatie en (beginfase van) bresgroei leiden die door eenzelfde bresgroeiproces kunnen worden beschreven. In de studies over bresgroei wordt daar tot nu toe wel (impliciet) van uit gegaan. Immers, de beschrijving van bresgroei begint bij een initieel geultje (Visser, Verheij). Wanneer dit een correcte benadering is, is ook de knip tussen faaltraject na optreden van een mechanisme en begin van het bresgroeiproces een valide en eenduidige knip. Daarom de volgende definitie:

Bresgroei (begin van bresgroei):

Het proces van erosie van de dijk, beginnend met een initiële kruinverlaging, waarbij een stroomgat wordt gevormd.

Faalkans (door dijkdoorbraak):

Kans op dijkdoorbraak. Hierin zitten de volgende elementen:

- kans op het optreden van waterstand en golven die de waterkerende capaciteit overtreffen
- kans op het ontstaan van een of meer primaire mechanismen (bezwijkkansen)
- kans op het optreden van faaltrajecten na primair bezwijken (reststerktefaalkans)

Bezwijkkans (m.b.t. een primair mechanisme):

Kans op het ontstaan van een (primair) mechanisme. Hierin speelt zowel de kans op het optreden van belastingen of belastingeffecten een rol als onzekerheid over de sterkte (t.a.v. het mechanisme)

Reststerktefaalkans (m.b.t. een primair mechanisme):

De kans dat, gegeven het optreden van een primair mechanisme, dijkdoorbraak ontstaat.

Overgangskans:

Kans op het ontstaan van een vervolgmecanisme gegeven het optreden van het primaire bezwijkmechanisme en eventuele eerdere vervolgmecanismen in het faaltraject.

Indien na optreden van een primair bezwijkmechanisme het faaltraject beschreven wordt met slechts één mechanisme is de overgangskans gelijk aan de reststerktefaalkans.

Literatuur

- Burger, A.M., 1984
Sterkte van het buitenbeloop van een “groene dijk” tijdens een superstormvloed,
Onderzoek naar het gedrag van een met gras begroeide dijk langs de Friese Waddenkust, tussen de Noorderleegpolder en Holwerd
WL|Delft Hydraulics M1980 A-B
- Burger, A.M., 1985
Sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval,
verslag grootschalig modelonderzoek
WL|Delft Hydraulics M1980
- COW 1980-1
Dijkdoorbraak Tholen, december 1894. S-80.065
opgesteld door F.M. Waarsenburg en P. van Dam
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen, november 1980
- COW 1981
Dijkdoorbraak van d Heidijk te Nieuwkuyk op 30 december 1880. S-80.056
opgesteld door J.C.P. Johanson
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen, december 1981
- COW 2981-2
Dijkdoorbraak Zalk, b januari 1926 S-80.056
opgesteld door P. van Dam. Aangevuld en herzien door J.A. Beijersbergen
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen, december 1981
- CUR, TAW, 1992
handboek voor dimensionering van gezette bekledingen
Rapport 155
- Derks, H., Klein Breteler, 1992
Gedrag van asfaltbekleding onder golfaanval, verslag modelonderzoek in Deltagoot,
WL|Delft Hydraulics H1480
- Edelman 1960
Het bezwijken van de dijken in februari 1953
Stabiliteit van belopen onder invloed van een daarover stromende laag water
De Ingenieur, 72, (1960)11 p.35-40
- Edelman 1953
Onderzoek betreffende het bezwijken der zeedijken tijdens de stormbloed van 1 februari 1953
Ir. T. Edelman
- FUGRO 1997
Discussie Notitie Reststerkte
Opdrachtnummer M-0429C
Fugro Ingenieursbureau B.V.
januari 1997
- GD, 1978
Erosiegevoeligheid van kleibekledingen van dijken
GeoDelft Rapport 235360:I
- GD 1988
Oriënterende studie naar grondmechanische aspecten bij ontgrondingskuilen.
GeoDelft CO-291720/12
maart 1988
- GD 1991
Overslag Dijken
Zaradny-DIANA-PLUTO
GeoDelft CO-322620/7
december 1991
- GD 1991-2
Verificatie piping model, proeven in de Deltagoot, Evaluatierapport.
GeoDelft CO-317710/10
juli / november 1991
- GD 1992
Kruising 48’’ aardgasleiding met A.G. Wildervanckkanaal te Zuidbroek
Onderzoek naar oorzaak dijkdoorbraak
GeoDelft CO-338570/3
september 1992
- GD 1994-1
Overslag Dijken Onverzadigde stroming inhomogene profielen
GeoDelft CO-343940/12
januari 1994
- GD 1994-2
Tijdsafhankelijke stabiliteit dijken
GeoDelft CO-347950/13
november 1994

GD 1994-3 Handboek zettingsvloeiing GeoDelft CO-353260/10 oktober 1994	Brief van Dr Gieseler, werkzaam bij het Regierungspräsidium Darmstadt, aan Ir Meesters, werkzaam bij de DWW, aktenzeichen IV/Da 42.2 – 79 i 04/01 – R – Bd. 33.1, 6 oktober 1999
GD 1995 Dijkoverslagproef GeoDelft CO-342770/121 mei 1995	Gotschalk, 1971 Stormvloeden en rivieroverstromingen in Nederland deel I, II en III (1000 - 1700) M.K. Elisabeth Gottschalk uitgever Van Gorcum Assen/Amsterdam 1971 - 1977
GD 1998 Analyse van Deltagootproeven op een grastalud GeoDelft CO-356460/05 september 1998	Hollestelle, L, 1990, Een dijk van een dijk, De Westkappelse Zeedijk in de loop van de tijd
GD, 1999 Grondwaterstromingsmodellen, state of the art onderzoek GeoDelft CO-378541/11	Huitema, T., 1947 Dijken
GD 1999-2 Stabiliteit binnentalud bij overslag GeoDelft CO382080/23 november 1999	Hull 1998 Stability of Danube embankments in the Slovakian territory J. Hull, E Bednárová, D Gramblicková, J Cábél, D. Janovická, Z Kadubcová Geotechnical Hazaerds, Lisac & Szavits-Nossan (eds) Balkema Rotterdam 1998
GD 1999 - 3 Modelfactor voor macrostabiliteit met MSTAB of Plaxis GeoDelft CO-391390/15 Definitief november 1999	Jong de , R.J., 1970 Stroombestendigheid van een grasmat op de dijk van Oostelijk Flevoland, WL Delft HydraulicsRapport R603
GD 2000 Theorieontwikkeling rondom opdrijven, definitief rapport GeoDelft SE-52029/2 versie 2 februari 2000	Joustra 1960 Het bezwijken van de dijken in februari 1953 Onderzoek naar de oorzaken van de dijkbeschadiging ten gevolge van de stormvloed van 1 februari 1953 alsmede conclusies uit dit onderzoek. K. Joustra, De Ingenieur, 72 (1960) 9 p b23-b28.
GD 2000-2 Microstabiliteit: overzicht en modellering GeoDelft CO-393440/81 augustus 2000	Klein Breteler, 1991 Reststerkte van dijkbekeldingen Orienterende bureaustudie, Deel I WL Delft Hydraulics, H195
GD 2001 Opdrijfmechanisme Rivierdijken / Analyse resultaten centrifugeproeven GeoDelft CO-710302/203 Concept april 2001	Kley, van der R.J., Zuidweg, H.J., 1969 Polders en dijken Agon Elsevier KNMI 1961 Verslag over de stormvloed van 1953, pp 167-169
Giseler 1999	

Rijkswaterstaat en het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut Staatsdrukkerij en uitgeversbedrijf, 1961	Reststerkte asfalt: verkenning van de stabiliteit van gescheurde asfaltbekledingen GeoDelft, 1993
Loon 2000 Piping Evaluatie van de formules van Sellmeijer Afstudeerverslag Laura van Loon TU Delft, maart 2000	TAW 1994 Water tegen de dijk 1993, De toestand van de rivierdijken tijdens het hoogwater van december 1993 Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, maart 1994.
Paul, M., R. Hinkelmann, R. Helmig, and F. Stauffer, Calibration of a water-gas flow model for dike systems, Computational Methods in Water Resources XIII, Bentley et al. eds., 201-207, 2000	TAW 1994-2 Handreiking Constructief ontwerpen, Bijlage 2-5 Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, april 1994
Meer van der, J.W., 2000 Erosiemodellen voor dijken bij golfaanval. Verdere modellering in het kader van Sprint en het programma PC-Ring Infram, 2000	TAW 1995 Druk op de dijken 1995, De toestand van de rivierdijken tijdens het hoogwater van januari - februari 1995 Technische Adviescommissie voor de waterkeringen, augustus 1995
Noortwijk J.M. van, Vrouwenfelder A.C.W.M., Calle E.O.F., Slijkhuis K.A.H. 1999 Probability of dike failure due to uplifting and piping In G.I. Schuëller and P. Kafka, editors, Safety and Reliability, Proceedings of ESREL '99 - The Tenth European Conference on Safety and Reliability, Munich-Garching, Germany, 1999, pages 1165-1170. Rotterdam, Balkema, 1999	TAW 1998 Technisch rapport erosiebestendigheid van Grasland als Dijkbekleding Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, augustus 1998.
Rijkswaterstaat 1916 Verslag over den Stormvloed van 13/14 januari 1916 Rijkswaterstaat, 's Gravenhage Gebrs J. & H. van Langenhuysen, september 1916	TAW 1999 Technisch rapport Zandmeevoerende wellen Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, maart 1999.
Rijkswaterstaat, 1961 Verslag over de stormvloed 1953	TNO 1998 Theoriehandleiding PC-Ring Deel A Mechanisme beschrijvingen – 2e Concept TNO rapport 98-CON-R1430, november 1998
Rijkswaterstaat 1979 Resultaten van het vooroveronderzoek langs de Zeeuwsche stromen Direktie Waterhuishouding en Waterbeweging Studiedienst Vlissingen (M.H. Wilderom), Nota 75.2, 1979	TNO 2000-09-21 Rapportage van de uitgevoerde werkzaamheden in het kader van het SPRINT project TNO rapport 2000-CON-DYN-R2048, mei 2000
Rijkswaterstaat, DWW, 1990 Schadecatalogus voor dijkbekledingen	TNO, 2000 Discussiedocument faalmechanismen PC-Ring (document 2000-CON-DYN-M2083/SNH, Augustus 2000)
Stoutjesdijk, T.P., Meijers, P. 1993	Visser 1998 Breach growth in sand-dikes

Proefschrift P.J.Visser
ISBN 90-9012279-6, november 1998

Vroeg de, J.H., 1992
Reststerkte van dijkbekledingen, granulaire filters
WL|Delft Hydraulics, H195

Weide van der J, Smith, G., 1995
Uitspoeling zand door gescheurde asfaltbekledingen
,
WL|Delft Hydraulics H2155, Verslag bureaustudie

Wouters, J, 1993
Reststerkte van dijkbekeledingen,
Stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag
Deel III, Meetverslag Deltagootonderzoek

Geraadpleegd , zonder verwijzing

Broecke, M. van der. (1946) De oever en dijkval
aan de Wilhelminapolder op 3 april 1943
Polytechnisch Tijdschrift B Bouwkunde, Water en
wegenvbouw (1946) 11-12, april 20, pp 286-306.

GD, 1978
Erosiegevoeligheid van kleibekledingen van dijken
rapport 235360:I
Groen, K., Schmeink, T., 1985

Heidemij, 1996
Dijkbeoordeling bij hoogwater
Waarnemingen, beoordelingen en maatregelen

Hussaarts, M., 199?
Een probabilistisch ontwerp van een steenzetting
Afstudeerrapport, TU Delft

Infram, 1999
Waterbeweging in de golfoploop- en overslagzone
bij dijken
in relatie tot erosiebestendigheid van grasmatten
Linde, Q.M. van de (1946) Het ontstaan van oever-
en dijkvallen

OTAR (1946)2, februari, pp. 190-192.

Johanson, J.C.P., Van den Hoek, K.A. 1989
Verbetering taludbekleding Houtribdijk
Dienst Weg en Waterbouwkunde, nota WBA-N-
88155

Linde, Q.M. van de (1945) Het ontstaan van oever-
en dijkvallen
OTAR (1945)12, december, pp. 154-158.

Maris, A.G., 1954
De dijken
Uitgeverij De Bezige Bij

TAW, 1999
Grasmat als dijkbekleding

Verheij, H.J, Meulen van der T., 1997
Falen bekledingen en onderliggende lagen
Marsroute TAW: verschillende case studies
WL|Delft Hydraulics

Vesi 1993
Chinese-Finnish cooperative research work on dam
break hydrodynamics
part I: Investigation report on dam safety research
in China
part II: Report of hydraulic model test on fixed dam
break opening
Vesi-ja Ympäristöhallitus
Helsinki, 1993

Wilderom, H.M. (1957) Aantekeningen over oever
en dijkvallen in Zeeland
Polytechnisch Tijdschrift B Bouwkunde, Water en
wegenvbouw (1957) 7-8, februari 14, pp 1186-1246.

WL|Delft Hydraulics, 1997
Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding

BIJLAGEN

1 Dijk(arche)typen

Om een indruk te krijgen van de aanwezigheid van de verschillende dijktypen, de relevante elementen van een dijk, de belangrijkste belastingen en dus de belangrijkste faalmechanismen in Nederland, is in dit hoofdstuk (bijlage) geprobeerd een overzicht van archetypen van dijken in Nederland te maken.

Als karakteristieke geometriën van dijken bekend zijn, kan een indruk worden verkregen van de reststerkte van dijken na primair bezwijken.

1.1 Algemeen

Om zich tegen hoogwater te beschermen bouwden de mensen al voor de Romeinse tijd grondconstructies. Eerst waren dat terpen of wierden maar sinds de Romeinen dijken. Zij bouwden wegen op dijken om ze ook bij hoogwater begaanbaar te houden. Vanaf omstreeks de 8e eeuw worden ook dijken voor landaanwinningprojecten aangelegd. De rivieren worden tegen het einde van de 13e eeuw bedijkt. Sinds de aanleg heeft iedere dijk zijn eigen geschiedenis.

Dijken zijn meestal opgetrokken uit materiaal dat ter plaatse voorhanden is. Dat betekent dat de rivierdijken in Nederland voornamelijk kleikernen hebben. De rivierdijken in het zuiden en oosten van Nederland zijn zandiger (nog steeds een kleikern) dan in het westen. Vrijwel alle rivierdijken in Nederland zijn bekleed met gras. Beschrijvingen van het falen van een rivierdijk en proeven of experimenten betreft dan ook vrijwel altijd waterkeringen bekleed met gras. Meerdijken kunnen zowel een kern van zand als van klei hebben. Zeedijken hebben over het algemeen een kern van zand.

Naar aanleiding van een overstroming werd een dijk meestal zo verzwaard dat onder de omstandigheden die voor de dijkdoorbraak hadden gezorgd, de verzwaarde dijk niet weer zou falen. De dijk werd versterkt afhankelijk van het opgetreden mechanisme. Aangenomen wordt dat bij een te lage kruin de kruin werd verhoogd en bij te weinig macrostabiliteit of piping het dijkprofiel verbreed. Een betrouwbare geschiedschrijving over oude dijkverzwaringen is echter niet bekend. Materiaal dat voorhanden was werd gebruikt voor de versterking.

Na de watersnoodramp in 1953 waarbij veel dijken zijn doorgebroken of beschadigd door overslag zijn veel grootschalige dijkverzwaringen uitgevoerd. Veelal is de kruin opgehoogd en / of het binnentalud verflauwd om schade door overslag en overloop te verminderen. De versterkingen langs de Zeeuwse en Hollandse eilanden zijn veelal uitgevoerd met zand afgedekt door een kleilaag. Langs de rivieren zijn alleen binnendijkse verzwaringen met zand uitgevoerd. Buitendijkse verzwaringen van rivierdijken met zand zijn een uitzondering. Vooral langs de rivieren in het benedenrivierengebied is ruimte schaars. Uitgekiend ontwerpen speelt hier nog steeds een belangrijke rol.

Voor het beschrijven van de verschillende faaltrajecten is het van belang om onderscheid te maken tussen de verschillende dijktypen. Zoals in hoofdstuk 2 is omschreven bepalen verschillende elementen en belastingssituaties het optreden van primaire bezwijk- en vervolgmecanismen.

De belangrijkste onderverdeling van dijken is de verdeling in zee-, meer- en rivierdijken. In de volgende paragrafen wordt op deze dijken verder ingegaan. Naast een verdeling in zee-, meer- en rivierdijken, is de belangrijkste onderverdeling die vaak wordt gemaakt de verdeling in zand- en kleidijken. Onder een zanddijk wordt verstaan een dijklichaam met een kern van zand. De zandkern

wordt afgedekt door een bekleding. Bij een kleidijk bestaat de kern van de dijk uit klei. Soms is het de klei afgedekt met een steenzetting. Meestal is echter op de kleidijk een grasmat aanwezig.

1.2 Rivierdijken

T. Huitema schrijft in 1947:

“Doordat hevige golfslag en hoge overloop bij rivierdijken niet voorkomen varieert het dwarsprofiel van deze dijken veel minder dan bij de zeedijken. Is in de hoogte ten opzichte van de hoogste waterstanden al betrekkelijk weinig verschil, ook in de helling van de buitenbelopen zijn geen grote variaties. Langs de bovenrivieren is het buitenbeloop zelden steiler dan 1 op 2 en zelden flauwer dan 1 op 3. Alleen langs de benedenrivieren, waar deze het karakter hebben van zeeboezems komt soms een flauwer beloop voor tot hoogstens 1 op 5, maar vindt men ook verdedigde belopen van 1 op 1,5. ... Langs schaarndijken wordt bij verbetering van dijken het buitenbeloop met steenglooijing bekleed. De steenglooijingen hebben een helling van 1 op 2 à 1 op 1,5 en zijn soms nog iets steiler. ... De gebruikelijke hellingen variëren voor binnenbelopen van 1 op 1,5 tot 1 op 2,5.... Rivierdijken zijn over het algemeen geheel van klei gemaakt.”

Door de dijkversterkingen die daarna zijn uitgevoerd varieert het dwarsprofiel van een rivierdijk veel meer dan in 1947. Bij deze dijkverzwaringen hebben tijd, ruimte, en technisch inzicht een grote rol voor het uiteindelijk profiel gespeeld.

In de loop der tijd heeft de maatschappij steeds meer inspraak gehad bij dijkversterkingsprojecten. Daarnaast worden naast een waterkerende, steeds meer andere functies aan de (omgeving van de) dijk toegekend. Voorbeelden zijn woon-, natuur-, landschappelijke -, cultuur historische - of recreatieve functies. Deze functies zijn vaak tegenstrijdig bij dijkversterkingen. Zo kunnen bij bebouwing binnendijks verzwaringen het best aan de buitenzijde van de dijk worden uitgevoerd. In het kader van ‘ruimte voor de rivier’ is dit juist uit de boze.

Ook een voortschrijdend technisch inzicht heeft invloed op de geometrie van een dijk. Zo heeft men pas sinds de jaren 80 rekening gehouden met het mechanisme opdrijven.

Deze aspecten zorgen, naast variatie in belasting en ondergrond, ervoor dat geen één dijkversterkingsproject hetzelfde is en bijna alle denkbare alternatieven voor een dijkprofiel in het rivierenlandschap van Nederland voorkomen.

Algemeen kan worden opgemerkt dat bij recentere dijkversterkingen binnendijkse verzwaringen in zand worden uitgevoerd. Bij buitendijkse verzwaringen wordt alleen klei gebruikt. Soms zijn in het kader van dijkversterkingsprojecten geheel nieuwe dijken gerealiseerd. De dijkverzwaringen hebben dan vaak een kern van zand en een toplaag van klei. Taludhellingen lopen niet steiler dan 1:2,5.

In de volgende paragrafen wordt voor een aantal gebieden in het benedenrivieren- en bovenrivierengebied karakteristieke dwarsprofielen gegeven.

1.2.1 Benedenrivierengebied

Het benedenrivierengebied is het gedeelte van de rivier waar nog getijdeninvloed merkbaar is. Dit is van invloed op de hoogwatergolf (belasting) waarop onder andere de dijk wordt gedimensioneerd. In vergelijking tot het bovenrivierengebied duurt een hoogwatergolf kort (2 dagen).

De ondergrond bestaat in het benedenrivierengebied uit dikke Holocene klei- en veenpakketten waardoorheen met zand opgevulde geulen lopen. De dikte van deze pakketten kunnen oplopen tot 12

m. In het westen komen ook zandige (wad) afzettingen voor. Van oorsprong bestaan de kernen van dijken uit klei met een geringe doorlatendheid. Veel schaaldijken zijn in het benedenrivierengebied aanwezig. Vaak is bebouwing langs de rivierdijken aanwezig. Dijkversterkingsprojecten zijn niet uniform uitgevoerd.

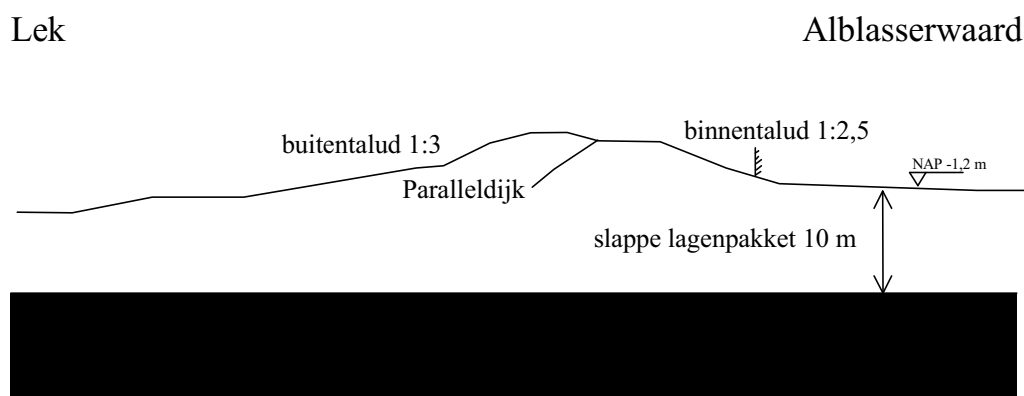
Onderstaand wordt voor een aantal gebieden een globale indruk gegeven van voorkomende dijkenprofielen.

Alblasserwaard

De Alblasserwaard wordt omringd door de Linge in het oosten, de Lek in het noorden, de Noord in het westen en de Merwede in het zuiden. Langs de laatste drie rivieren liggen primaire waterkeringen. Het westelijke gedeelte van de Alblasserwaard kent een dik pakket slappe lagen. In het noordwesten zijn het voornamelijk veenlagen afgedekt met klei. In het zuidwesten komen meer kleiafzettingen voor. Naar het oosten wordt de grondslag zandiger.

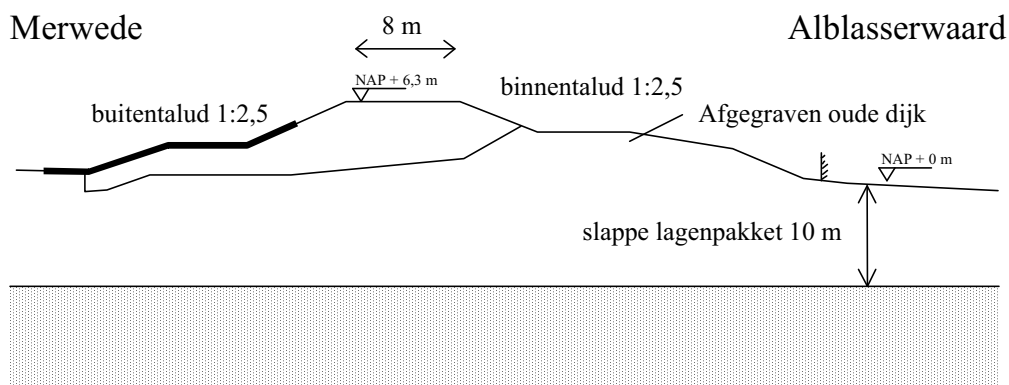
De geometrie van de dijken wordt voornamelijk bepaald door de dijkversterkingen die de laatste 25 jaar zijn uitgevoerd. Drie karakteristieke profielen kunnen worden onderscheiden.

De dijken in het noordwesten en westen zijn schaaldijken. Aan de binnenzijde is veel bebouwing aanwezig. Bij de laatste dijkversterkingen is vaak een paralleldijk aan de rivierzijde aangelegd. Tijdens de toetsing van deze dijken blijkt dat veelal een binnendijkse berm of andere maatregelen noodzakelijk zijn om opdrijven te voorkomen. In onderstaand profiel worden de belangrijkste elementen van een karakteristiek profiel vermeld.



Figuur 10.1: Karakteristiek dwarsprofiel langs de Lek (benedenstrooms)

In het zuidwesten is veel bebouwing aanwezig en zijn allerlei waterkerende constructies aangelegd. Een karakteristiek profiel is niet aan te geven. Meer naar het oosten liggen groene dijken. De dijkversterkingen die hier eind van de 20e eeuw hebben plaatsgevonden zijn in het algemeen blokverzwaringen. Binnendijks zijn brede bermen aangelegd tegen opdrijven. De buitendijkse dijkversterkingen zijn met klei uitgevoerd, de binnendijkse versterkingen vaak met zand. Onderstaande figuur geeft een dwarsdoorsnede van een dijk aan de zuidzijde van de Alblasserwaard. Het profiel is een naar buiten verzwaarde dijk waarbij de oude dijk gedeeltelijk is afgegraven en dienst doet als binnenberm.



Figuur 10.2: Dwarsprofiel langs de Merwede

In het noordoosten van de Alblasserwaard is de ondergrond zandiger en is voorland aanwezig. Piping is hier een probleem. Zowel binnendijs als buitendijs worden bermen aangelegd om de kwallengte te verlengen. De profielen die hier voorkomen, komen ook veelvuldig voor in het bovenrivierengebied.

Hoeksche Waard

De Hoeksche Waard kent circa 70 km primaire dijken. De Hoeksche Waard wordt omringd door het Hollands Diep aan de zuidzijde, het Spui aan de noordwest zijde, de Oude Maas in het noorden en de Dordtsche kil aan de oostzijde.

Tijdens de stormvloed van 1953 heeft overslag veel schade aan de dijken van de Hoekse Waard veroorzaakt. De dijken zijn daarna hersteld en verbreed. De dijkversterkingen hebben zowel aan de binnenzijde als aan de buitenzijde van de oude kleidijk plaatsgevonden. De binnendijkse en buitendijkse verzwaringen kenden een kern van zand afgedekt met een kleilaag.

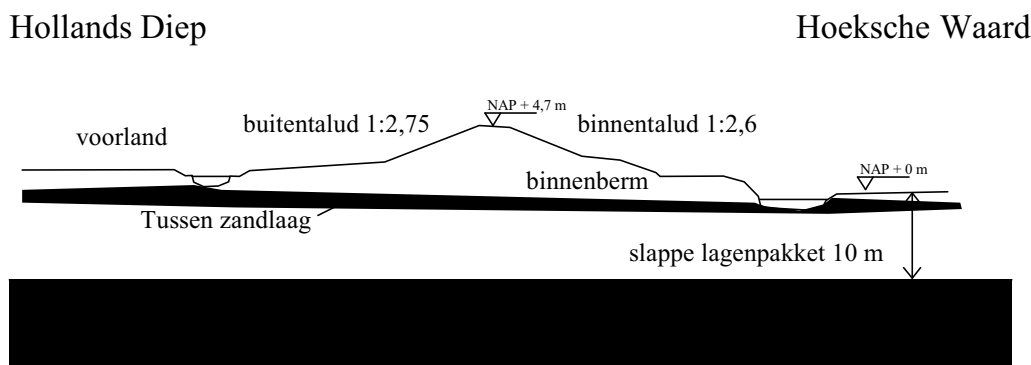
Volgens het Deltaplan zijn de zeearmen nu (gedeeltelijk) afgesloten en ligt het toetspeil lager dan de huidige kruinhoogte en het waterpeil tijdens bovengenoemde stormvloed. De waterstand in 1953 was ca NAP + 4,50 m. Het toetspeil 2000 varieert van NAP + 2,80 tot 2,45 m.

De ondergrond in de Hoeksche Waard bestaat voornamelijk uit wadafzettingen uit zowel de periode van Duinkerke als Calais. Er wordt wel een veenlaag aangetroffen, maar meestal is deze dun van aard. In de noordoost hoek bestaat de ondergrond uit een 8 tot 10 m dik pakket klei en veen. Op geringe diepte bevinden zich echter ook zandafzettingen die voor pipingproblemen en verhoogde waterspanningen in de dijk tijdens extreem hoog water zorgen.

Voor de dijken aan de noord-, oost- en westzijde kan geen karakteristiek profiel worden gegeven. Gemeenschappelijk kenmerken van de dijken zijn een buitentalud van 1:2,5 à 1:3, een binnentalud van 1:2 à 1:2,7 en een kruinhoogte van circa NAP +4,75 m. Uitzonderingen bevestigen hier de regel. De kruinbreedte varieert van 3 m tot circa 8 m. Voor een groot deel is er een voorland aanwezig. In het noorden en noordoosten ligt het voorland hoog, soms op dezelfde hoogte als de kruin. Langs de Dordtsche kil in het oosten en het Spui in het westen is het voorland vaak afwezig of is niet meer dan

een buitendijkse berm. Binnendijks is vaak een berm aanwezig. Sloten bevinden zich aan de binnenzijde van de dijk en bij een breed voorland ook aan de buitenzijde.

Het dijkprofiel aan het Hollands Diep is uniformer. In onderstaande figuur zijn de belangrijkste elementen van de dijk aangegeven.



Figuur 10.3: Karakteristiek profiel Hoeksche Waard (Hollands Diep)

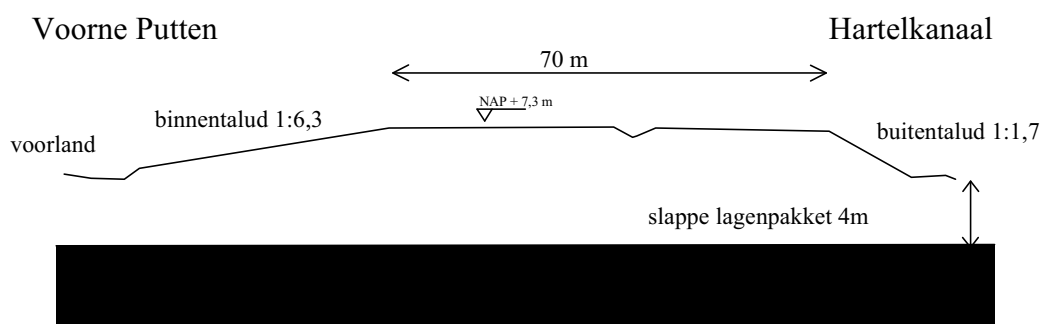
De belangrijkste problemen bij bovenstaand profiel worden gevormd door de ondiepe zandlagen. Zowel de buitendijks als binnendijks gelegen sloten steken in de tussenzandlagen. Hierdoor kan het water gemakkelijk onder de dijk doorstromen en piping veroorzaken. Anderzijds worden ook de waterspanningen onder de dijk verhoogd die voor binnenwaartse macroinstabiliteit zorgen.

De Brielse Dijkkring

Het waterschap de Brielse Dijkkring heeft ongeveer 72 km primaire waterkeringen, waarvan 15 km duinen, in onderhoud. De Brielse Dijkkring wordt omringd door de Noordzee in het westen, het Haringvliet in het zuiden, het Spui in het zuidoosten, de Oude Maas in het noordoosten en het Hartelkanaal in het noorden. De ondergrond bestaat uit een pakket slappe lagen dat in dikte vanuit het noordwesten in de richting van het zuidoosten toeneemt van circa 4 m tot circa 8 m. In het noordwesten zijn het voornamelijk zandige wadafzettingen in het zuidoosten slappere kleiafzettingen. Onder het pakket slappe lagen bevindt zich zand. Hier en daar komt dicht onder de oppervlakte een tussenzandlaag (Hellervoeterzand) voor.

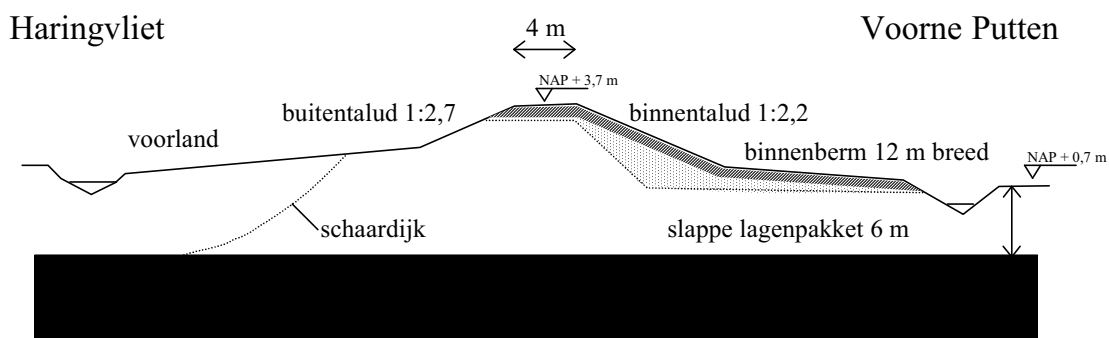
Twee karakteristieke profielen kunnen worden onderscheiden. Langs het Hartelkanaal worden hogere eisen aan de dijken gesteld waardoor ze zwaarder zijn gedimensioneerd dan in het oosten en zuiden van de Brielse Dijkkring.

In onderstaande figuur is een karakteristiek dwarsprofiel van een dijk langs het Hartelkanaal weergegeven. De waterkering langs het Hartelkanaal is hoog en breed. De breedte heeft overigens geen waterkerende functie. Het steile buitentalud heeft tot NAP + 5,5 m en harde bekleding. Het binnentalud is zeer flauw.



Figuur 10.4: Karakteristiek dwarsprofiel Brielse Dijkring (Noord)

In het zuiden en oosten zijn de dijken minder zwaar gedimensioneerd. Het ontwerppeil, circa NAP + 2,5 m à NAP + 2,8 m, is hier ook veel lager dan bij de noordelijke dijken. In 1953 is aan de kleidijken langs het Haringvliet schade ontstaan door overslag. Door deze schade zijn de dijken binnendijks versterkt en is het binnentalud verflauwd. De versterkingen zijn uitgevoerd met een kern van zand en een afdeklaag van klei. In Figuur 10.5 is een dwarsprofiel van een dijk aan het Haringvliet getekend. Karakteristieke elementen zijn in dit profiel aangegeven. Tevens is de dijkversterking in het profiel geschematiseerd.



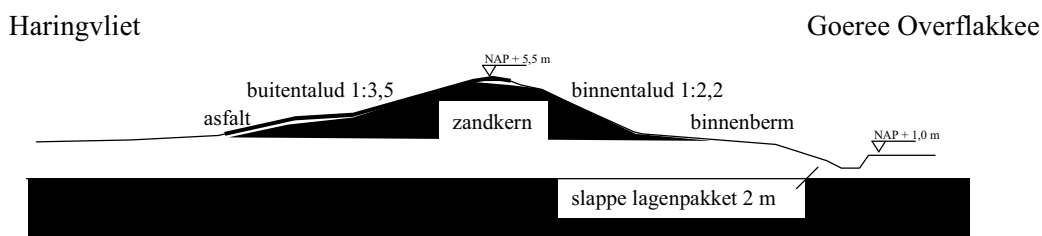
Figuur 10.5: karakteristiek profiel Brielse Dijkring (Zuid)

Zowel schaaldijken als dijken met voorland komen in het zuiden en oosten van de Brielse Dijkring voor. Dit is ook in de figuur aangegeven.

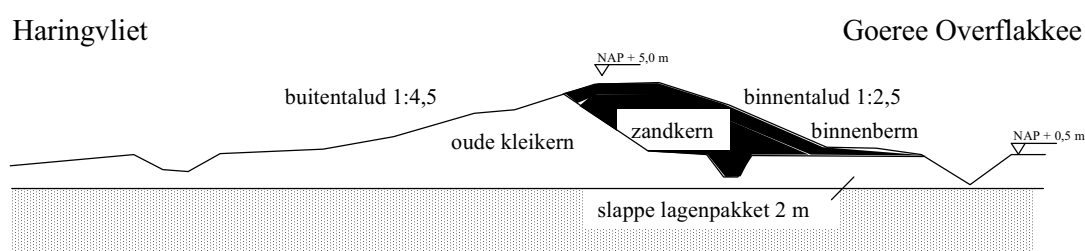
Goeree Overflakkee

Langs het Haringvliet heeft Goeree Overflakkee circa 25 km dijken primaire waterkering van de eerste orde. In het Westen wordt de primaire waterkering verzorgd door duinen en een klein stukje zeedijk. Op het stukje zeedijk wordt in de paragraaf zeedijken verder ingegaan. De ondergrond bestaat in het Westen uit wadafzettingen van Calais. Lokaal komen kleilagen aan de oppervlakte voor met een dikte van maximaal 5 m. Naar het westen zorgen afzettingen van Duinkerke voor meer kleiige lagen. De kleiafzettingen hebben maximaal een dikte van circa 10 m.

Op Goeree Overflakkee is veel schade door overslag aangericht tijdens de stormvloed van 1953. Grote stukken dijk waren zodanig beschadigd of geheel verdwenen dat over totaal circa 10 km een geheel nieuwe zanddijk is aangelegd. Een dwarsprofiel van zo'n nieuwe zanddijk is in Figuur 10.6 gegeven. Voor het overige gedeelte zijn de dijken langs het Haringvliet binnendijks verzwaard. Hierbij is veel zand gebruikt. Een voorbeeld is gegeven in Figuur 10.7.



Figuur 10.6: Nieuw dijkprofiel op Goeree Overflakkee



Figuur 10.7: Versterkte dijk op Goeree Overflakkee

1.2.2 bovenrivierengebied

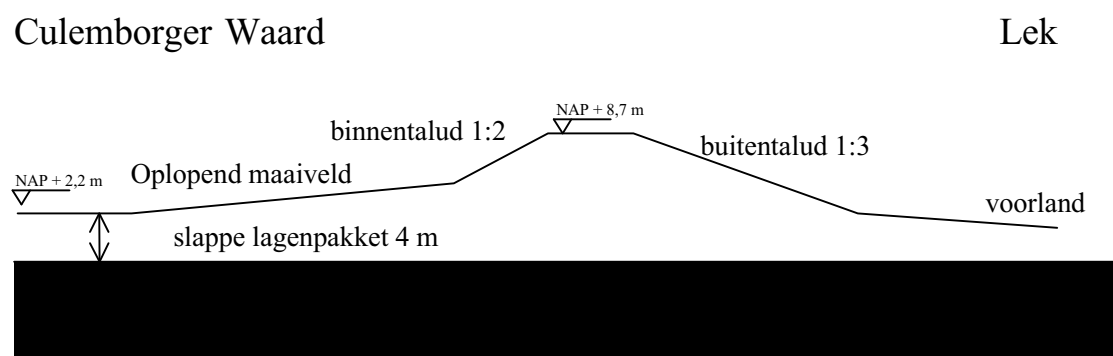
In het bovenrivierengebied is er geen invloed merkbaar uit zee en worden hoogwatergolven alleen veroorzaakt door een hoge rivier afvoer. De piekafvoer duurt meestal meerdere dagen waardoor de freatische lijn in de dijk merkbaar zal stijgen. De golfhoogte is evenals in het benedenrivierengebied gering.

In het bovenrivierengebied is meestal slechts een dunne laag slappe holocene afzettingen aanwezig (circa 2 à 5 m). De kernen van de dijken in het bovenrivierengebied zijn weliswaar van klei maar hebben een groter volumegewicht en doorlatendheid dan in het benedenrivierengebied. Schaardijken komen minder voor dan in het benedenrivierengebied. Piping en microstabiliteit zijn naast macrostabiliteit en overloop belangrijk voor het ontwerp van de dijk.

Het materiaal waaruit de dijken zijn opgebouwd, heeft niet alleen een iets grotere doorlatendheid maar is in het algemeen ook sterker en taaier dan in het benedenrivierengebied. De vervormingen die een bezwijkmechanisme inleiden zullen daarom kleiner zijn dan in het benedenrivierengebied waar het materiaalgedrag van klei grotere vervormingen toelaat voordat het scheurt.

Bij dijkversterkingsprojecten langs de Lek, Waal en Maas speelde in het verleden ruimte niet zo'n grote rol. Langs de dijken in het bovenrivierengebied is minder bebouwing aanwezig dan in het benedenrivierengebied. Beheersaspecten van een dijk hebben daardoor een grotere invloed op het dijkprofiel. Flauwe taluds is daar een voorbeeld van. In onderstaande alinea's worden drie karakteristieke profielen voor het bovenrivierengebied beschreven.

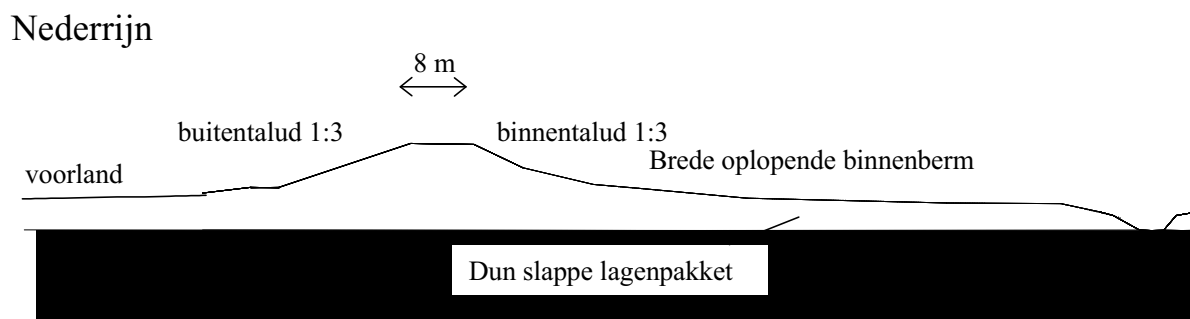
Recent zijn langs de Lek in de Culemborgerwaard dijkversterkingen uitgevoerd. De belangrijkste versterkingen betroffen het verflauwen van taluds, het vernieuwen van bekledingen en het aanbrengen van pipingbermen in de vorm van een oplopend maaiveld. Een karakteristiek dwarsprofiel is afgebeeld in onderstaande figuur.



Figuur 10.8: Dwarsprofiel langs de Lek in het bovenrivierengebied

In de kop van Overijssel ligt het Zwarte Water. Voordat de Zuiderzee werd afgesloten was in dit riviertje een getij aanwezig. Waterstanden die destijds optreden waren hoger dan het huidige maatgevend hoog water waardoor de dijk overgedimensioneerd is. Ondanks deze overdimensionering zijn macroinstabiliteit en piping voor de toetsing nog een probleem. Het in rekening brengen van historische belastingen op de dijk lossen deze problemen slechts in geringe mate op.

De Malburgse Dam is gelegen langs de Nederrijn nabij Arnhem. In onderstaand profiel zijn de belangrijkste elementen van de dijk aangegeven. Kenmerkend is een oplopend maaiveld in de richting van de dijk die zorgt voor weerstand tegen piping. Aan de binnenzijde is vaak een teensloot aanwezig die soms door de afdeklaag heen steekt. Zowel het binnen – als buitentalud hebben hellingen van circa 1 op 3. Voorland in de vorm van brede uiterwaarden is vaak aanwezig in het bovenrivierengebied.



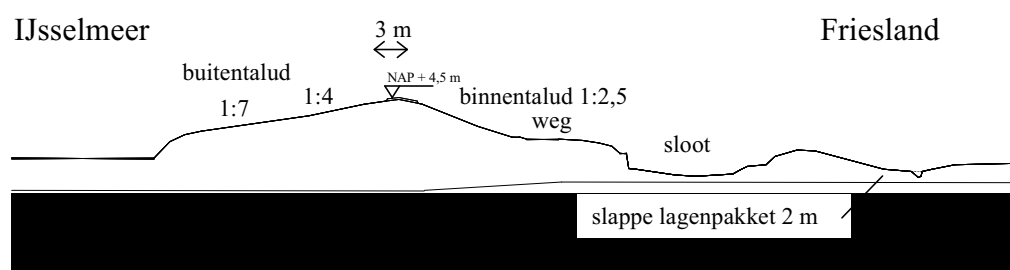
Figuur 10.9: Karakteristiek dwarsprofiel Malburgse dam

1.3 Merengebied

De extreme waterstanden in het merengebied worden voornamelijk bepaald door golven en opwaaiing. Een extreme waterstand duurt hooguit enkele dagen. Voordat de Zuiderzee werd afgesloten, was de belasting op de oudere meerdijken groter. Veel oude dijken langs het IJsselmeer zijn daarom overgedimensioneerd.

Drie typen dijken kunnen bij in het merengebied worden onderscheiden; Oude IJsselmeerdijken langs het oosten en westen van het IJsselmeer en dijken langs Flevoland.

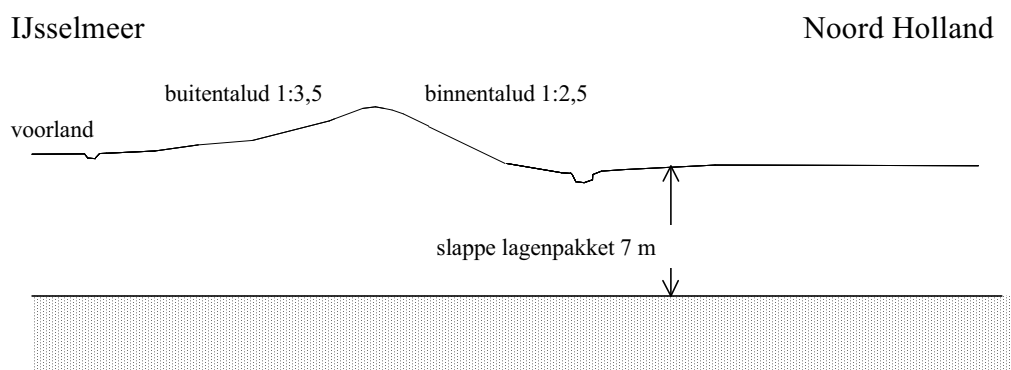
De dijken aan de oostzijde van het IJsselmeer zijn te vergelijken met dijken in het bovenrivierengebied. Alleen de helling van het buitentalud is flauwer. Een karakteristiek dwarsprofiel van een IJsselmeerdijk in Friesland heeft een flauw buitentalud variërend van 1:4 op boven tot 1:7 lager in het talud. Aan de binnenzijde is het binnentalud 1:2 à 1:2,5 en ligt een weg op een circa 8 m brede binnenberm. Daarnaast ligt aan de binnenzijde een brede watergang. De kruin respectievelijk het achterland ligt op circa NAP +4,5 m op NAP –1 m. De dijk heeft een kleikern. De dikte van het Holocene pakket onder de dijk bedraagt circa 2 m. Een dwarsprofiel van deze dijk is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 10.10: Karakteristiek dwarsprofiel van de IJsselmeerdijk in Friesland

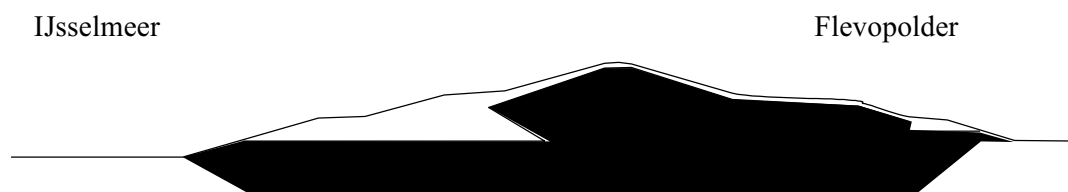
Tijdens de toetsing blijkt dit laatste profiel op een aantal plaatsen niet te voldoen aan de eisen tot binnenwaartse macrostabiliteit. Dit komt doordat het dijkringgebied groot is en daardoor de vereiste veiligheidsfactoren hoog liggen.

IJsselmeerdijken van Noord Holland komen qua geometrie en bodemopbouw overeen met dijken in het benedenrivierengebied. Onderstaand is een karakteristiek dwarsprofiel van een IJsselmeerdijk in Noord Holland gegeven.



Figuur 10.11: Karakteristiek dwarsprofiel IJsselmeerdijk Noord Holland

De polderdijken in Flevoland zijn redelijk nieuwe dijken aangelegd volgens een schema. Het aanleggschema dat het dwarsprofiel bepaald, is als volgt [metzelaar 1962]: Allereerst worden de slappe lagen ter plaatse van de basis van de dijk weggebaggerd. De geul die daardoor ontstaat wordt opgevuld met zand. Op de binnen- en buitenzijde van het opgespoten zand worden kleidammen opgeworpen. Tussen de kleidammen wordt verder zand opgeperst tot het uiteindelijke profiel is bereikt. Het geheel wordt afgedekt met een kleilaag. Een steenzetting wordt aan de buitenzijde aangebracht. Een figuur van het uiteindelijke dwarsprofiel is in onderstaande figuur gegeven.



Figuur 10.12: Dwarsprofiel IJsselmeerdijk Flevoland [Metzelaar 1962]

1.4 zeedijken

Naast het hoogwater wordt belasting op zeedijken veroorzaakt door golven. De buitentaluds zijn hierdoor flauwer dan bij rivierdijken en kreukelbermen worden toegepast. Daarnaast speelt het zoutgehalte in het water een rol bij de keuze van de buitenbekleding. Gras kan namelijk niet in een zout milieu groeien. Steen en asfaltbekledingen komen daarom veel op het buitentalud van zeedijken voor.

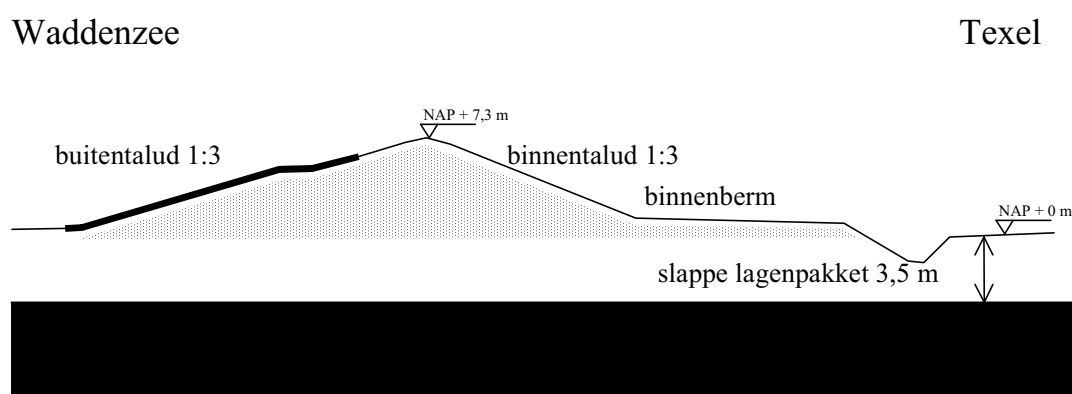
waddenzee

Als karakteristiek voor de waddenzeedijken van het vaste land wordt hier een overzicht gegeven van de waddenzeedijken in Friesland. Het vaste land van Friesland kent circa 60 km waddenzeedijk. Het buitentalud van de dijk heeft een talud van 1:4 à 1:5. Het onderste gedeelte tot circa NAP +3 m kent een steenbekleding. Tot circa NAP + 6 m is het buitentalud bekleed met asfalt. Boven het asfalt is de dijk bekleed met gras. Het talud van de asfaltbekleding is vaak iets flauwer dan van de steen en grasbekleding waardoor deze ook als onderhoudsweg kan dienen. Over een lengte van circa 10 km is het talud flauwer (1:7). Aan de onderzijde van het buitentalud is veelal een kreukelberm aanwezig. De 2 m brede kruin van de dijk ligt op gemiddeld NAP +8,0 m. Aan de binnenzijde heeft het talud, dat is bekleed met gras, een helling van circa 1:3. Aan de binnenzijde van de dijk ligt een circa 15 m brede berm. De berm ligt iets hoger dan het binnendijksmaaveld. Op de binnenberm is een weg aanwezig. Naast de weg bevindt zich veelal een teensloot. De kern van de dijk bestaat uit zand. De ondergrond bestaat voor de helft uit een uit een circa 5 m dik pakket klei en veenlagen. De andere helft is een met zand en kleilagen opgevulde zee-arm. Het voorland bestaat voor circa 30 % uit landaanwinningprojecten waarvan het maaiveld op circa NAP + 1,5 à NAP +2 m ligt. Het andere gedeelte van het voorland bestaat uit wad met een bodem op NAP +0 m (circa 60%) tot NAP – 2m (circa 10 %).

De huidige dijk is het resultaat van het in de loop der tijd verbeteren van voorgaande dijken. De dijken zijn zowel binnenwaarts als buitenwaarts verzwaard.

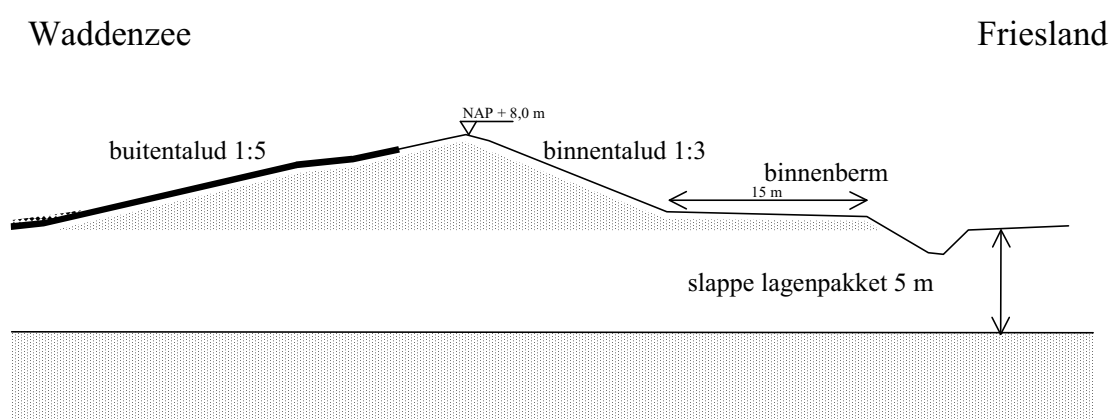
Het grootste probleem bij de toetsing van de zeedijken in Friesland wordt gevormd door de buitenwaartse macrostabiliteit. Als de waterspanningen bij een val van hoog water naar gemiddeld laag water volgens de normen worden geschematiseerd is de evenwichtsfactor voor de buitenwaartse stabiliteit te laag.

Bij de waddenzee eilanden (Texel en Ameland) ligt de kruinhoogte iets lager en is het buitentalud steiler (1:3). Op NAP + 5 m is aan de buitenzijde een 3 m brede onderhoudsberm aanwezig. Aan de binnenzijde is een 15 m brede binnenberm op NAP +1,5 m aanwezig.



Figuur 10.13: Dwarsprofiel waddenzeedijk op Texel

In Figuur 10.13 en 10.14 zijn karakteristieke profielen voor de waddenzeedijken van het vaste land en de eilanden gegeven.

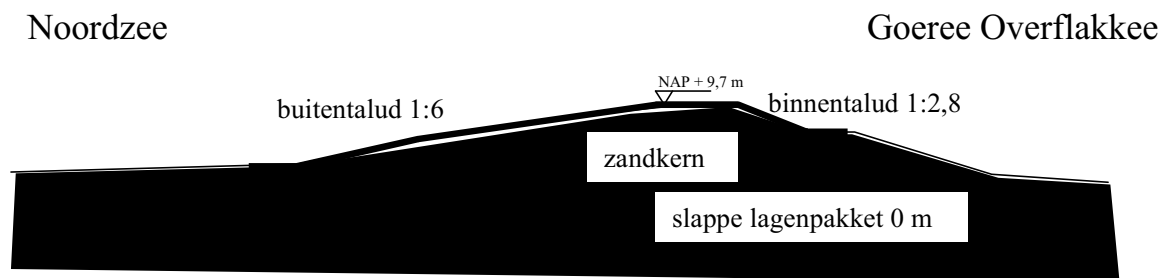


Figuur 10.14: Dwarsprofiel waddenzeedijk van het vaste land van Friesland

noordzee

Langs de Noordzee is op verschillende plaatsen een natuurlijke waterkering afwezig. Harde waterkeringen zijn aangelegd om het achterland te beschermen. De waterkeringen dienen grote

golfaanvallen en hoge waterstanden te kunnen keren. De keringen zijn daartoe hoog en hebben een flauw buitentalud. Halverwege het buitentalud is meestal een onderhoudsweg aanwezig. Het buitentalud kent een harde bekleding. Onder aan het talud is een kreukel berm aanwezig. De kruin is vaak smal. Op enige afstand van de teen van het binnentalud ligt vaak een sloot. Het maaiveld tussen de sloot en de waterkering ligt ongeveer op hetzelfde niveau als het binnendijks maaiveld. Een voorbeeld van een waterkering langs de Noordzee is in Figuur 10.15 gegeven.

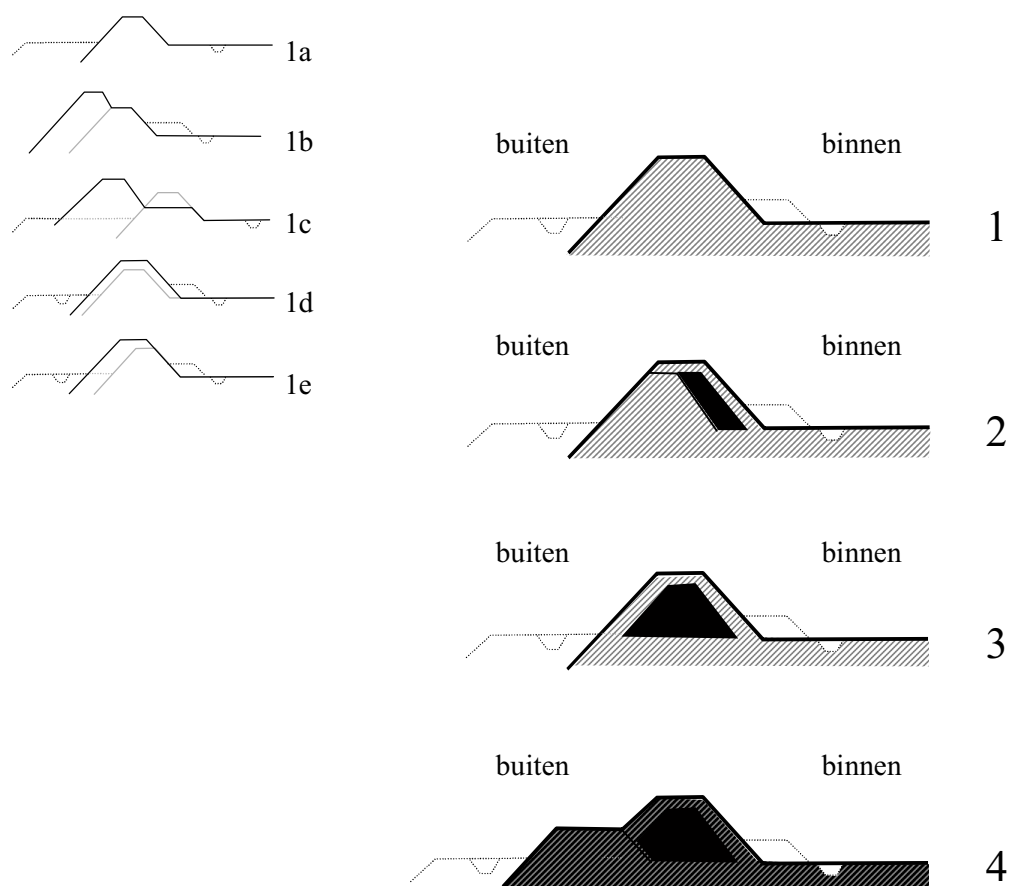


Figuur 10.15: Zeedijk op Goeree Overflakkee

1.5 Archetypen, karakteristieke elementen en voorkomende mechanismen

Een archetype kan worden omschreven als een oervorm. Het archetype van een rivierdijk in Nederland is een kleidijk met gras bekleed. Dit profiel is weergegeven in Figuur 10.16 als profiel 1a.

In de loop der tijd is door allerlei dijkversterkingen de geometrie verandert. Voor het definiëren van reststerkte van een dijk kan niet meer worden volstaan met bovenstaand archetype. Uit voorgaande bijlage 1 blijkt dat bijna alle mogelijk denkbare dijkprofielen in Nederland zijn te vinden. De meeste van deze profielen kunnen worden samengevat in een aantal karakteristieke dijkprofielen. Deze staan weergegeven in Figuur 10.16.



Figuur 10.16: Geschematiseerde karakteristieke dwarsprofielen van dijken in Nederland

Profiel 1 betreft een kleidijk met een eventuele berm. Zonder berm komt dit profiel overeen met het archetype dijk. Het kan echter ook een naar buiten (1e) of symmetrisch (1d) verzwaarde dijk zijn. Voor de reststerkte wordt hiertussen geen onderscheid gemaakt. Met berm kan dit profiel een paralleldijk (1b), een buitendijkse verzwarende waarbij de oude dijk is afgegraven (1c), een oorspronkelijke dijk met of een dijk met blokverzwarende die binnendijks is verzwaard met een berm zijn. In de eerste tweegevallen bestaat de berm geheel uit klei. In de laatste twee gevallen kan de berm zowel uit klei als uit zand afgedekt met een kleilaag bestaan.

Profiel 2 betreft een naar binnen verzwaarde dijk waarbij voor de dijkversterking gebruik is gemaakt van zand. Bij profiel 4 wordt fungeert de oude kleidijk als buitenberm en is aan de binnenzijde een geheel nieuwe zanddijk aangelegd.

Profiel 3 is een zanddijk.

Alle profielen komen zowel met als zonder voorland voor. Het niveau van het voorland varieert van iets hoger dan gemiddeld hoog water tot kruinhoogte. Combinaties van binnen- en buitensloot, binnen en buiten bermen komen allemaal voor. Daarnaast zijn elementen als wegen, bebouwing of bomen op

of in de directe omgeving van de dijk aanwezig. Over de ondergrond zijn in paragraaf hoofdstuk 2 al enige opmerkingen gemaakt.

Een overzicht van het voorkomen van de verschillende profielen zijn niet bekend. Enkele algemene opmerkingen over de profielen in relatie tot boven- en benedenrivieren, zee en meerdijken kunnen wel worden gemaakt. Voor uitgebreidere informatie wordt verwezen naar bijlage 1. Over belastingen op de profielen is in hoofdstuk 2 ingegaan.

Zeedijken zijn voornamelijk zanddijken (profiel 3) met vaak een oude kleikern (profiel 2 en 4). Het buitentalud is flauw en met steen en/of asfalt bekleed. Vaak is een buitendijkse berm aanwezig waarover een onderhoudsstrook loopt. De kruin is relatief smal, circa 3 m. Aan de binnenzijde is het talud steiler (circa 1:3). Soms ligt binnendijks een berm en/of een weg. Hiernaast ligt een teensloot. Zeedijken komen zowel met als zonder voorland voor. De ondergrond varieert van wadafzettingen tot Holocene klei en veenpakketten. De belangrijkste primaire mechanismen zijn overslag en beschadiging buitenbekleding.

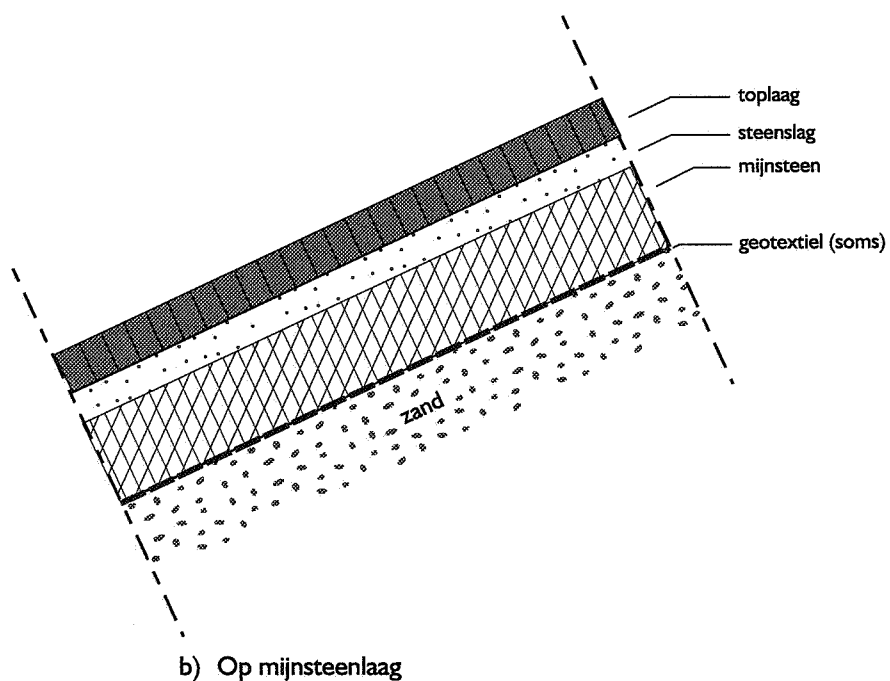
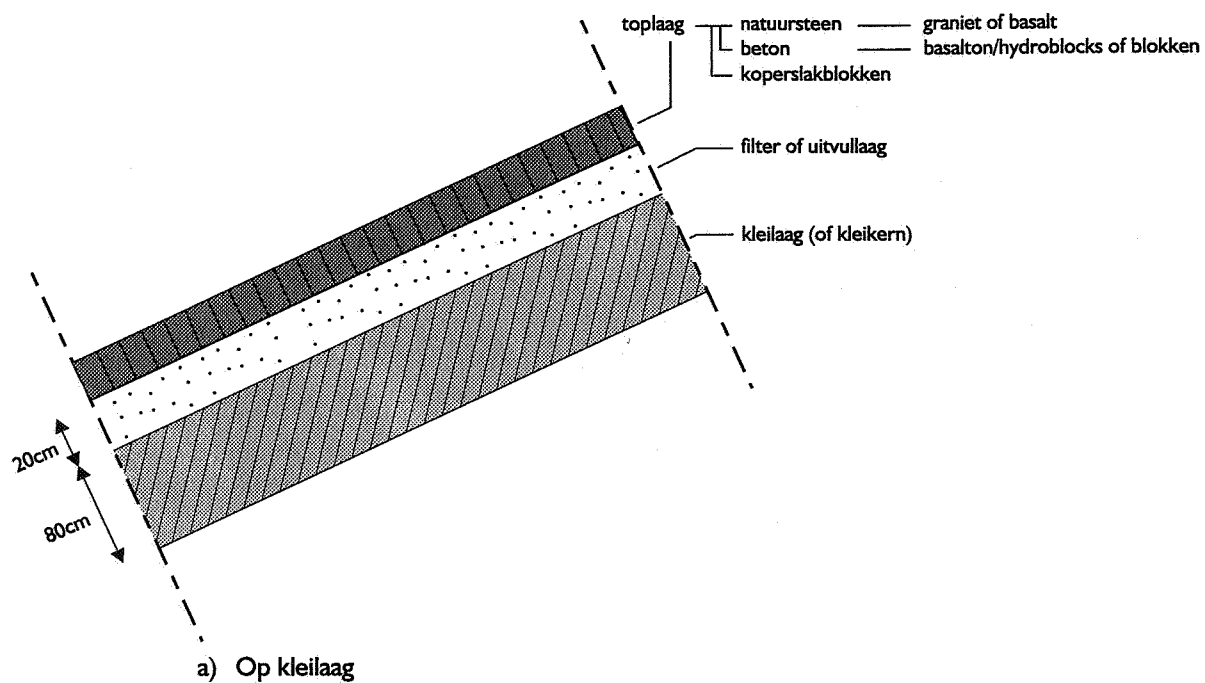
Oude meerdijken zijn meestal van klei (profiel 1). Nieuwere polderdijken zijn zanddijken (profiel 3). De helling van het buitentalud varieert. In Noord Holland zijn de taludhellingen steiler dan in Friesland. Indien geen weg op de kruin aanwezig is, is de kruin smal (circa 3 m). Bij een weg is de kruin breder. Aan de binnenzijde komen bermen met teensloten voor. Op de berm loopt in Friesland een weg. Ook meerdijken komen zowel met voorland in Noord Holland als zonder voorland in Friesland en Flevoland voor. De ondergrond bestaat zowel uit zand- als klei- en veenafzettingen. Overslag, beschadiging buitenbekleding en in mindere mate binnenwaartse macrostabiliteit zijn de voornaamste primaire mechanismen

In het rivierengebied komen voornamelijk de eerste drie beschreven profielen voor. Nieuwe dijken, van na 1953 zijn vaak zanddijken. Verder wordt bij binnendijkse dijkverzwaringen waar mogelijk gemaakt van zand (profiel 2). Buitendijkse verzwaringen zijn in het algemeen in klei uitgevoerd (profiel 1b-1e).

In het benedenrivierengebied van Nederland liggen de dijken op dikke Holocene klei en veenpakketten. De belangrijkste primaire mechanismen zijn hier binnenwaartse macrostabiliteit, opdrijven en overloop. In het Oosten zijn de slappe lagen pakketten dunner en komen zandlagen dicht onder het oppervlak voor. Piping, macro-, microinstabiliteit en overloop zijn de belangrijkste primaire mechanismen.

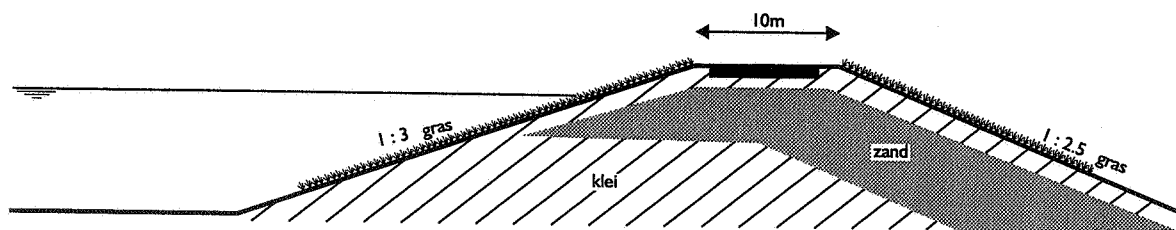
2 Figuren behorend bij hoofdstuk 2 en 8

2 Figuren behorend bij hoofdstuk 2 en 8

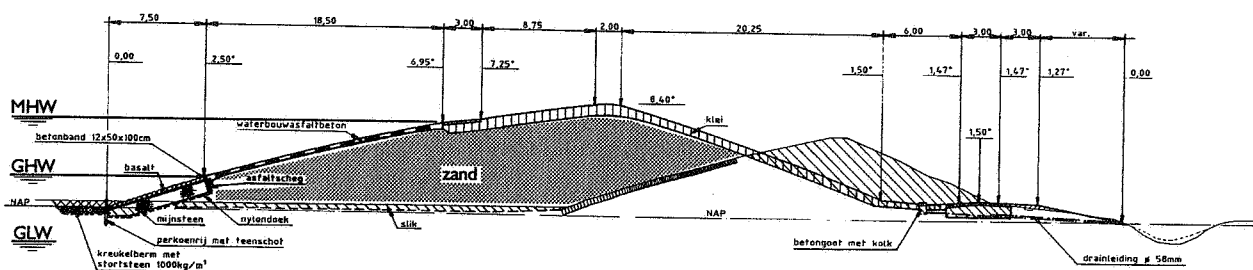


Karakteristieke doorsnede steenzetting

E000925f



a) gras



b) klei

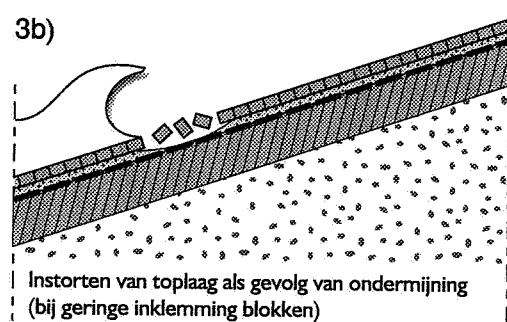
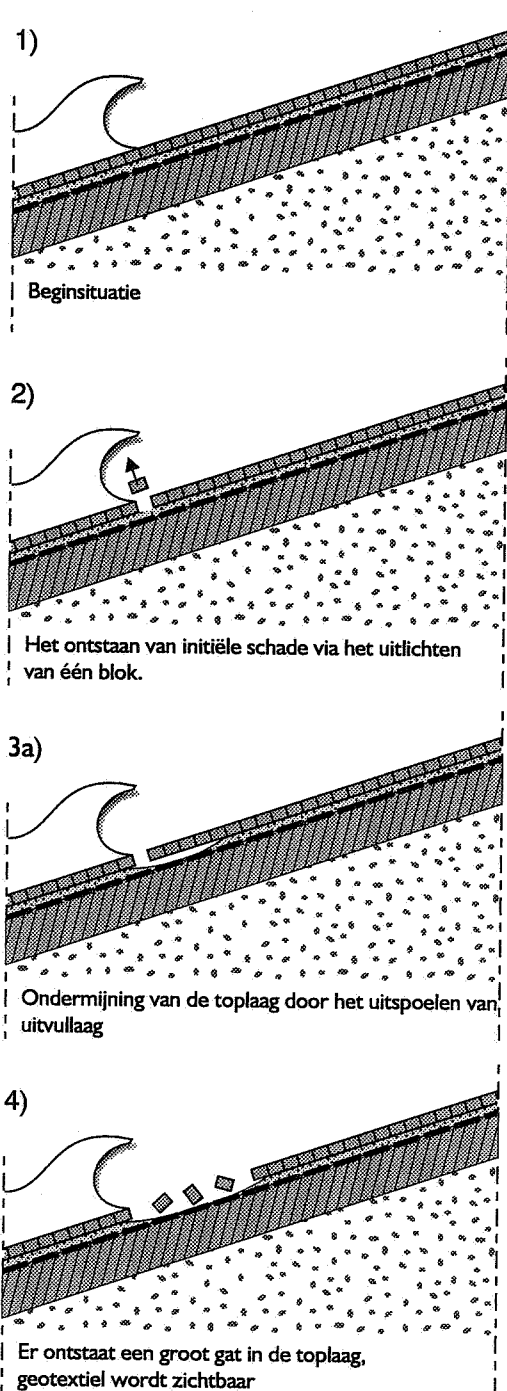
Karakteristieke doorsnede gras en asfaltbekleding

M001026f

WL | delft hydraulics

H3678

Fig. 2.8



Schadeverloop steenzetting hoog op talud,
prent I t/m 4

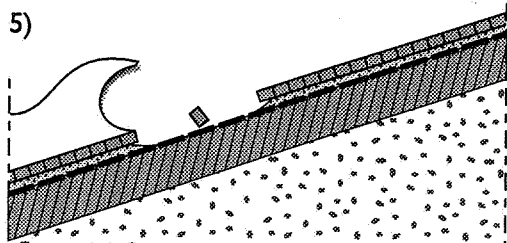
E000925b

WL | delft hydraulics

H3678

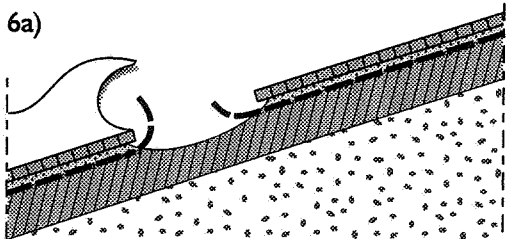
Fig. 8.1

5)



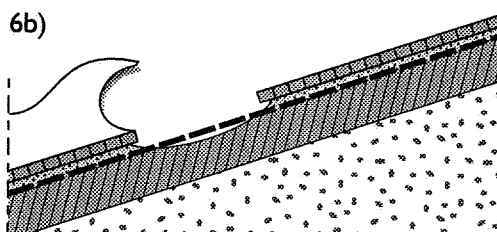
Het geotextiel wordt aan golfaanval blootgesteld en flappert

6a)



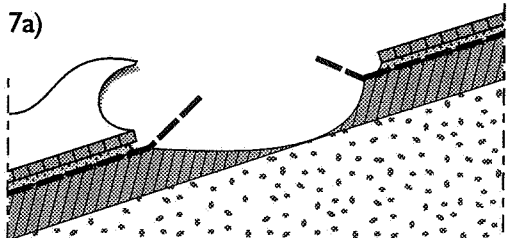
Het geotextiel scheurt, de kleilaag wordt aan golfaanval blootgesteld, erosie kleilaag

6b)



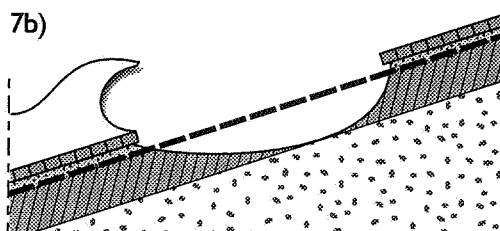
Het geotextiel blijft intact, erosie kleilaag via de overlappen

7a)



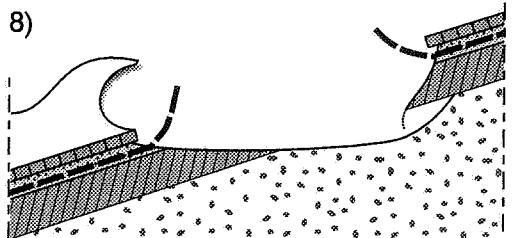
Erosie kleilaag, zandkern zichtbaar

7b)



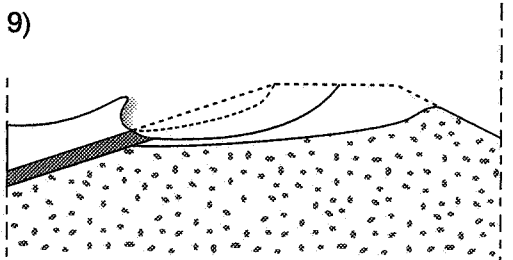
Erosie kleilaag (met intact geotextiel), zandkern zichtbaar

8)



Zandkern wordt blootgesteld aan golfaanval en erodeert

9)



Erosie bereikt kruin, deze erodeert, ontstaan van initiële bres



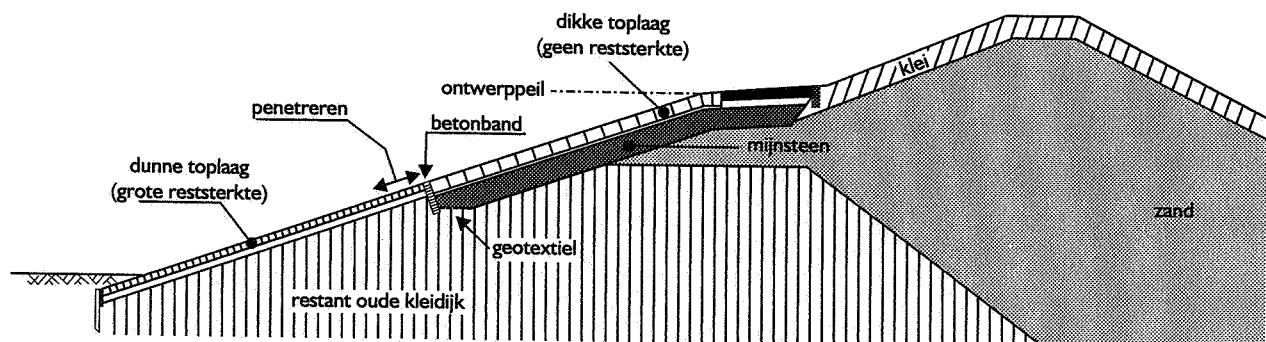
Schadeverloop steenzetting

E000925c

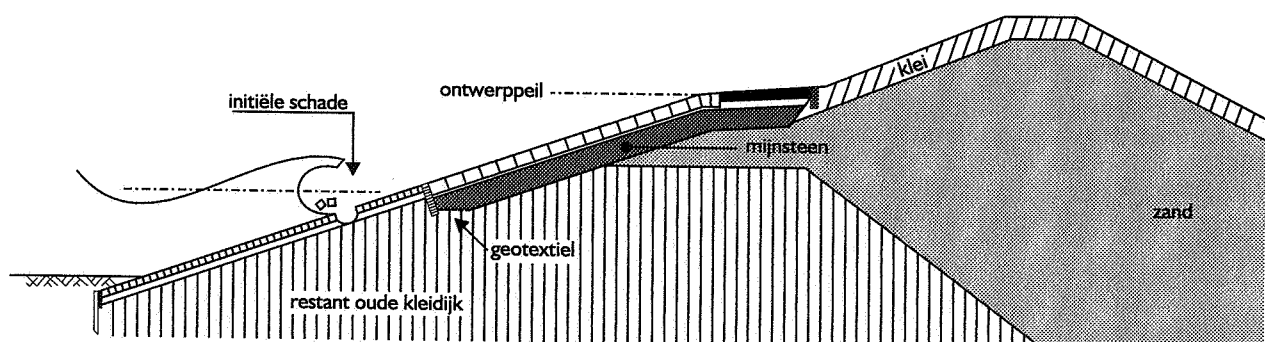
WL | delft hydraulics

H3678

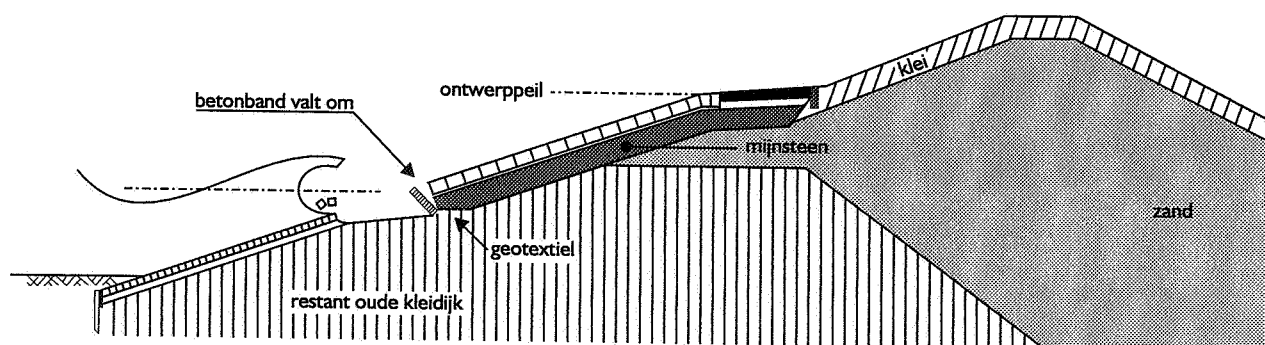
Fig. 8.2



1. Beginsituatie



2. Het ontstaan van initiële schade via het uitlichten van één (of meerdere) blok(ken)



3. Stenen en uitvulling verdwijnen tot aan betonband, betonband valt om

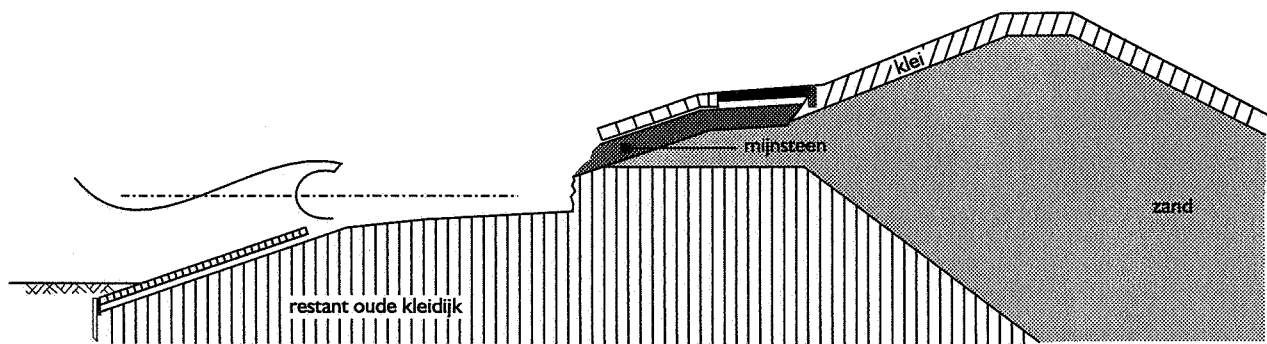
Schadeverloop steenzetting laag op talud,
prent 1 t/m 3

M001027a

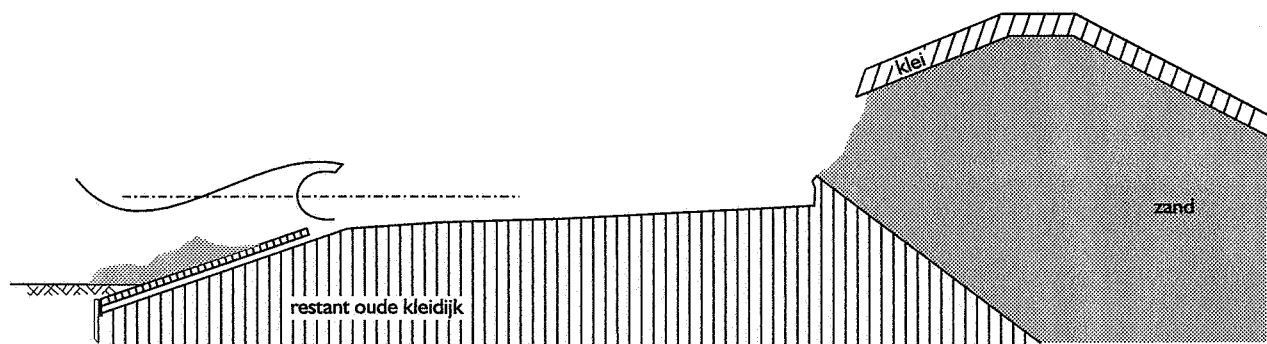
WL | delft hydraulics

H3678

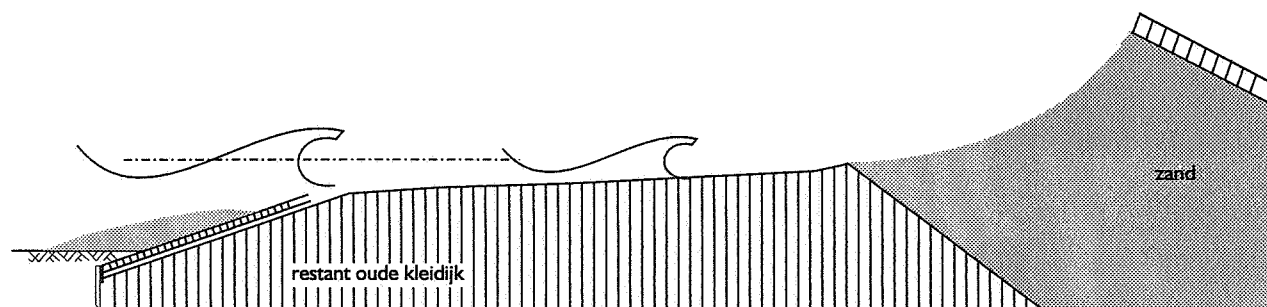
Fig. 8.3



4a. Kleikern wordt aan direkte golfaanval blootgesteld, erosie kleikern



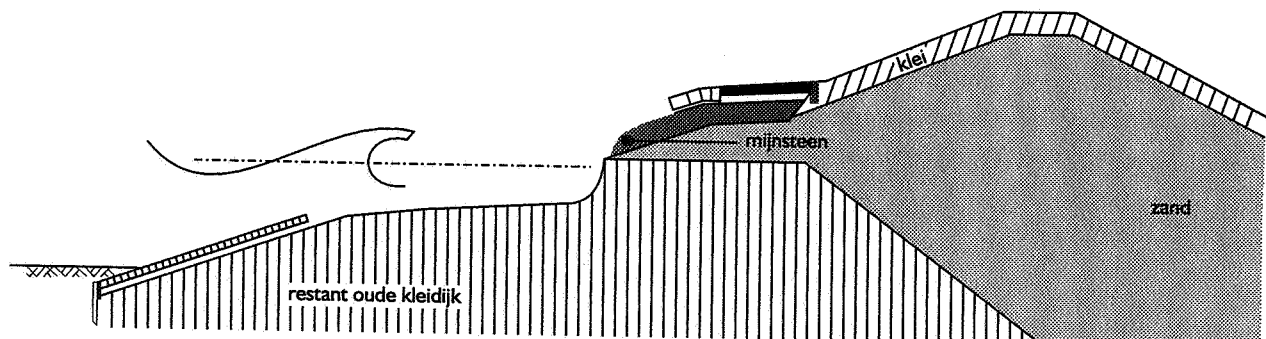
5a. Zandkern deels onbeschermd maar niet aan direkte golfaanval blootgesteld



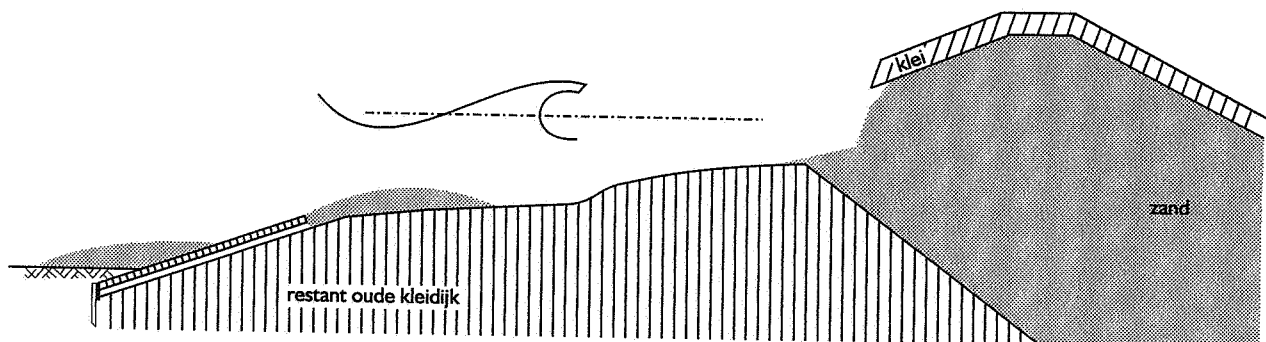
6a. Kleikern geerodeerd, zandkern aan direkte golfaanval blootgesteld

Schadeverloop steenzetting laag op talud,
prent 4a t/m 6a
Scenario : constante waterstand

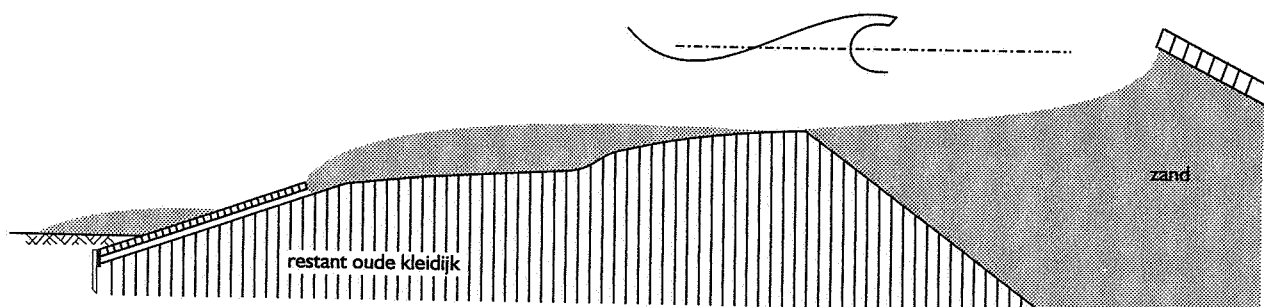
M001027b



4b. Kleikern wordt aan direkte golfaanval blootgesteld, erosie kleikern



5b. Zandkern wordt aan direkte golfaanval blootgesteld, erosie zandkern



6b. Erosie zandkern

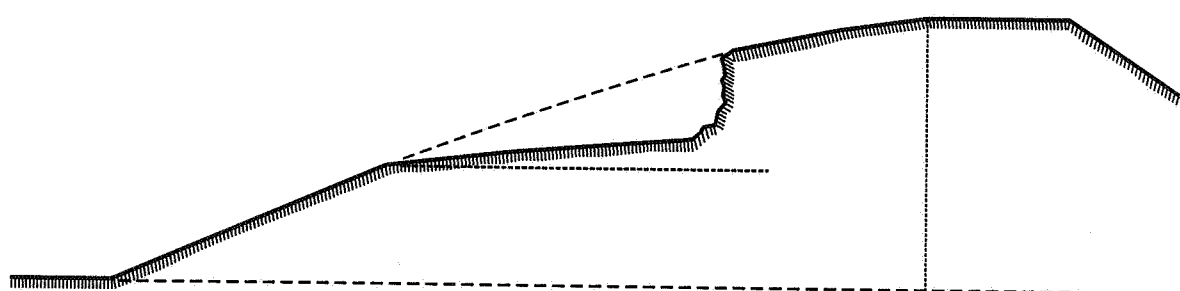
Schadeverloop steenzetting laag op talud,
prent 4b t/m 6b
Scenario : stijgende waterstand

M001027c

wl | delft hydraulics

H3678

Fig. 8.5



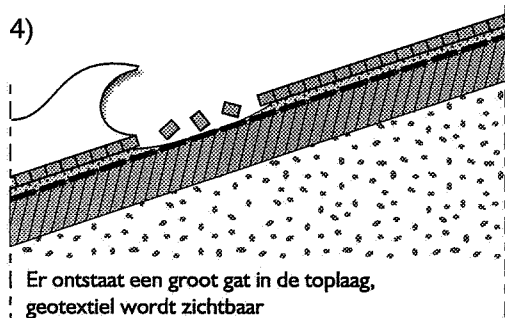
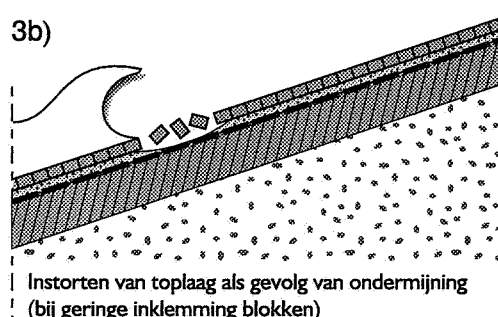
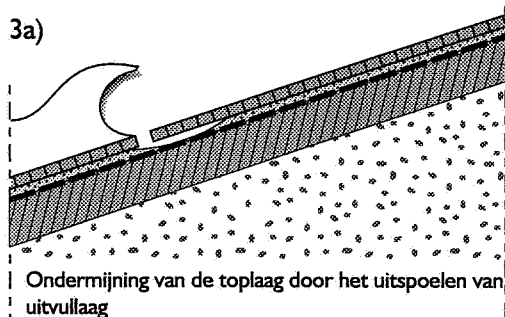
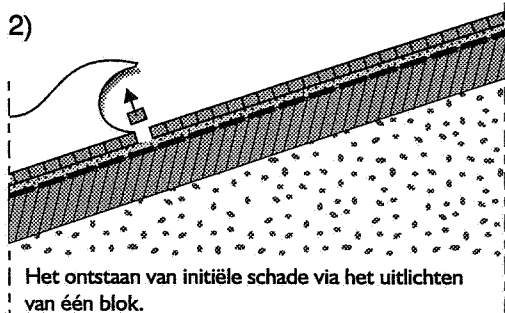
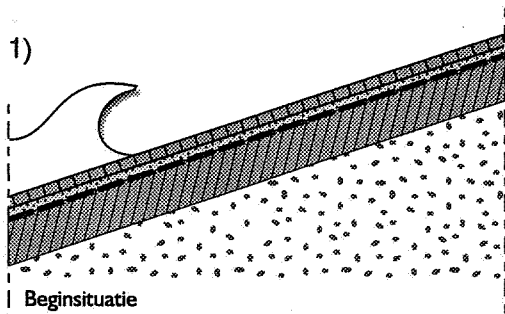
Door golfslag beschadigd buitenbeloop
(uit Huitema, 1947)

M001026d

wl | delft hydraulics

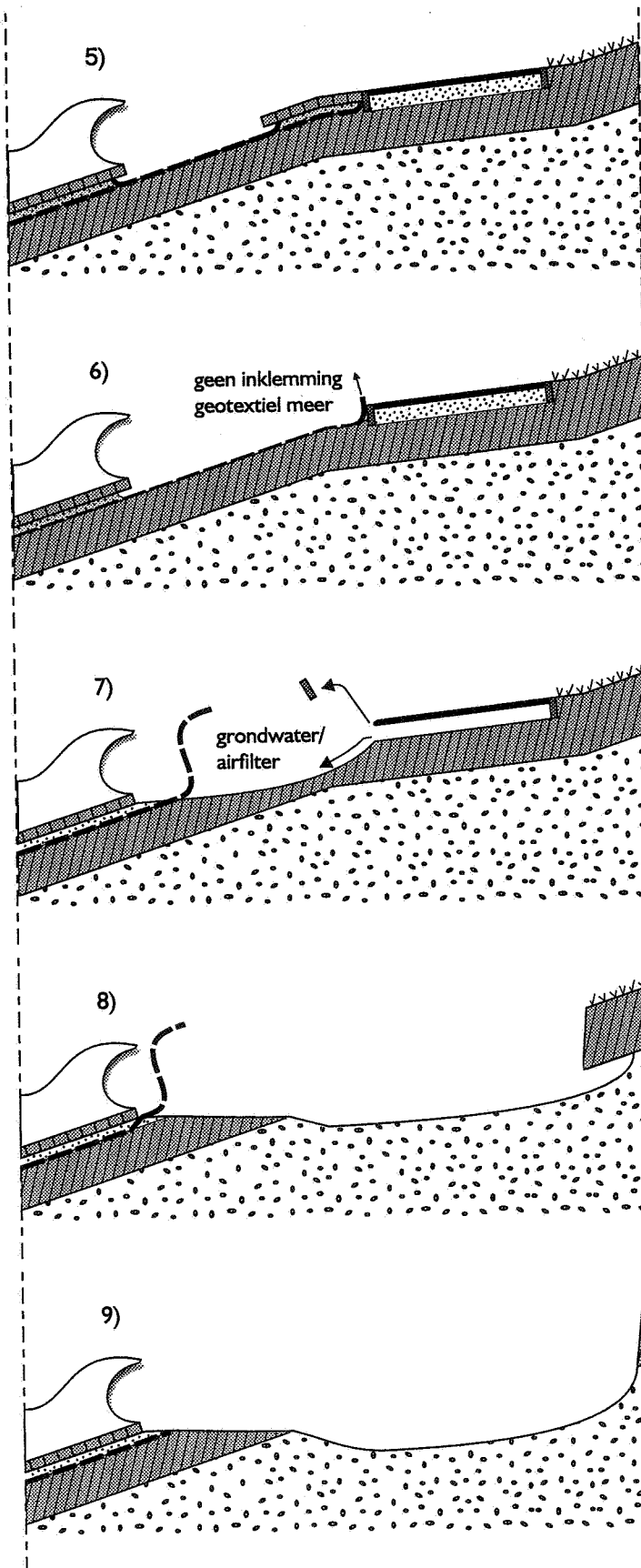
H3678

Fig. 8.6



Schadeverloop steenzetting op of vlak onder berm,
prent I t/m 4

E000925k



Het geotextiel wordt aan golfaanval blootgesteld en flappert

Stenen en uitvullaag verdwijnen tot aan overgangsconstructie, geotextiel komt los, opsluitrand asfaltweg los

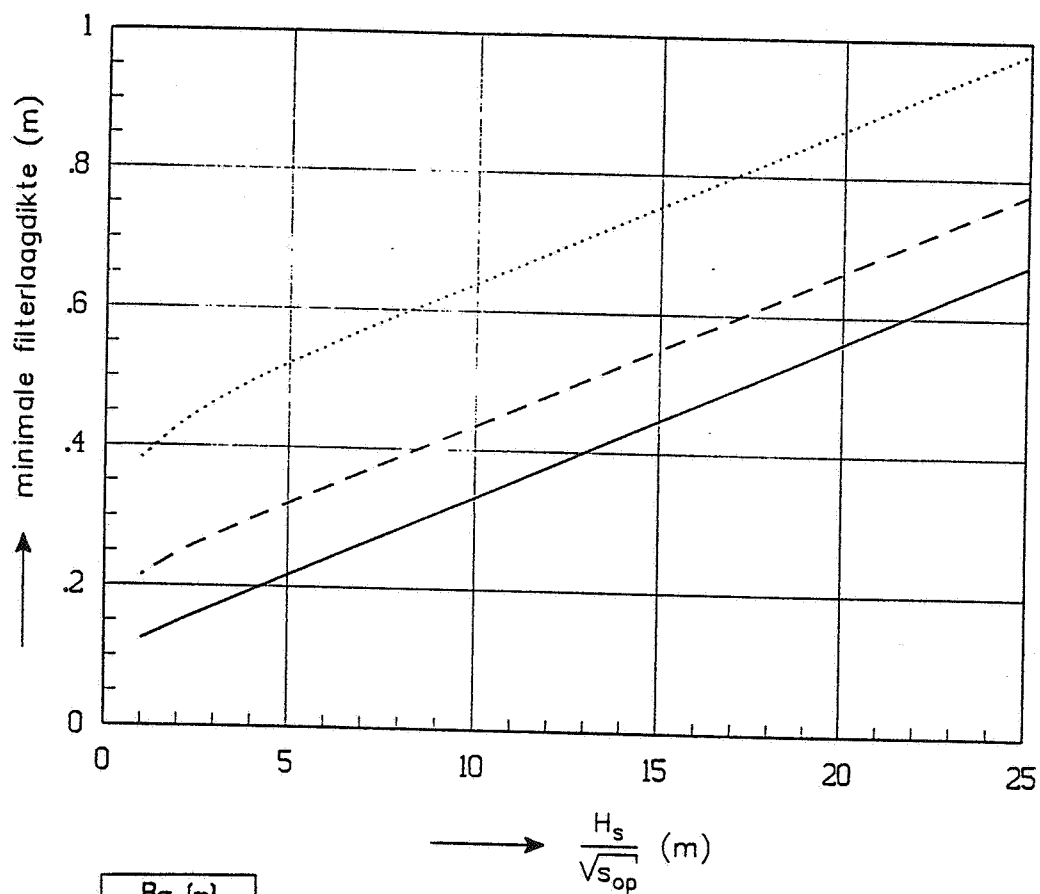
Erosie kleilaag, ondermijning opsluitrand, uitspoeling zandfundering asfalt

Zandkern wordt blootgesteld aan golfaanval en erodeert

Talud boven berm aangetast
zie verder opmerkingen bij initiële schade laag op buitentalud

Schadeverloop steenzetting op of vlak onder berm,
prent 5 t/m 9

E000925h



Minimale filterdikte bij loodrechte golfaanval

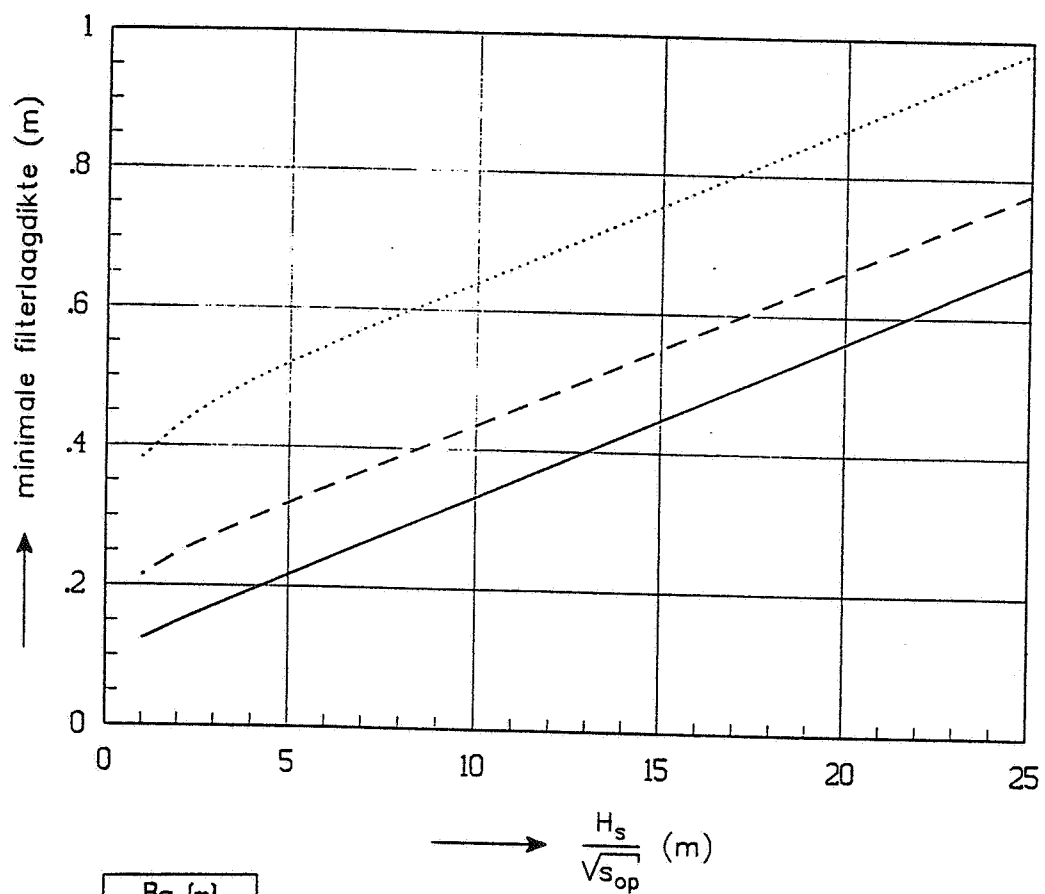
$\beta < 20^\circ$

M001030c

WL | delft hydraulics

H3678

Fig. 8.9



Minimale filterdikte bij scheve golfaanval

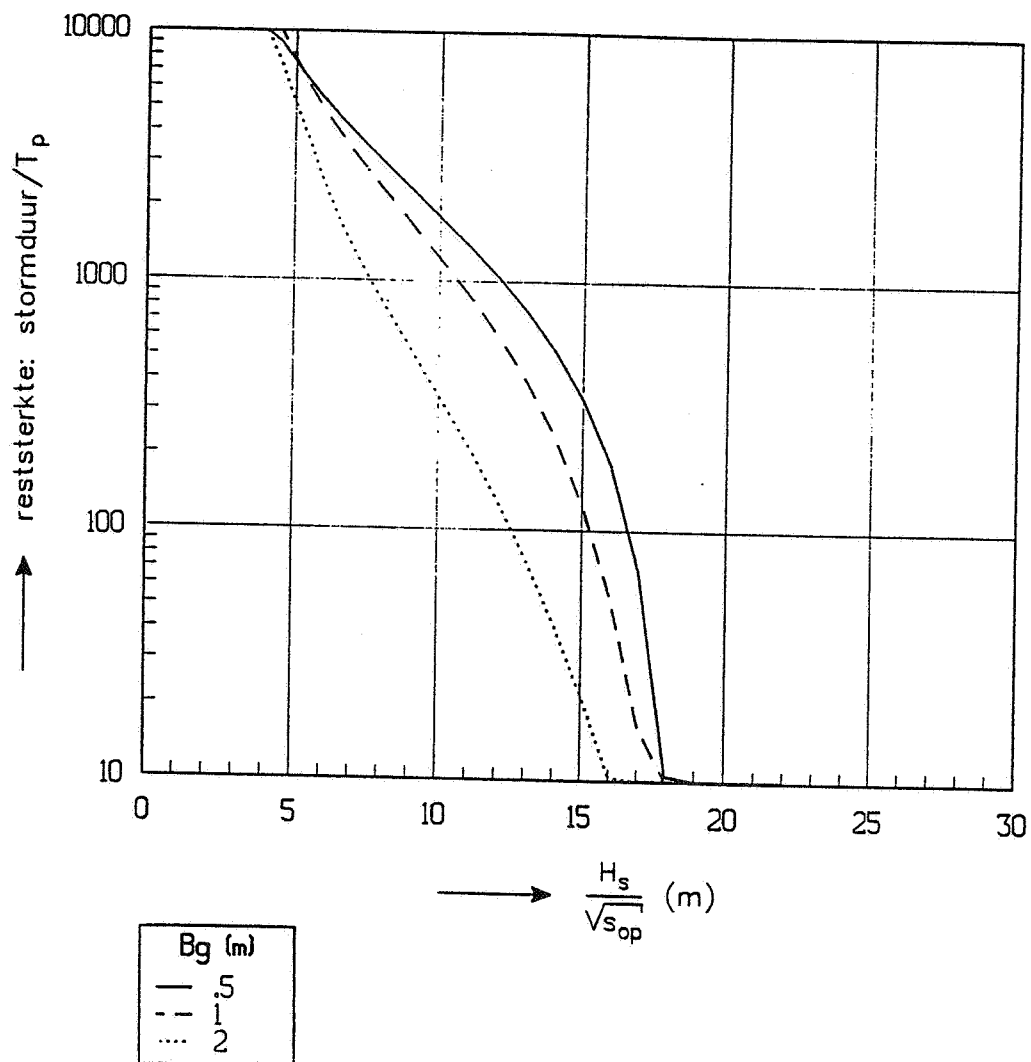
$\beta < 20^\circ$

M001030d

WL | delft hydraulics

H3678

Fig. 8.10



Reststerkte van filter bij loodrechte golfaanval

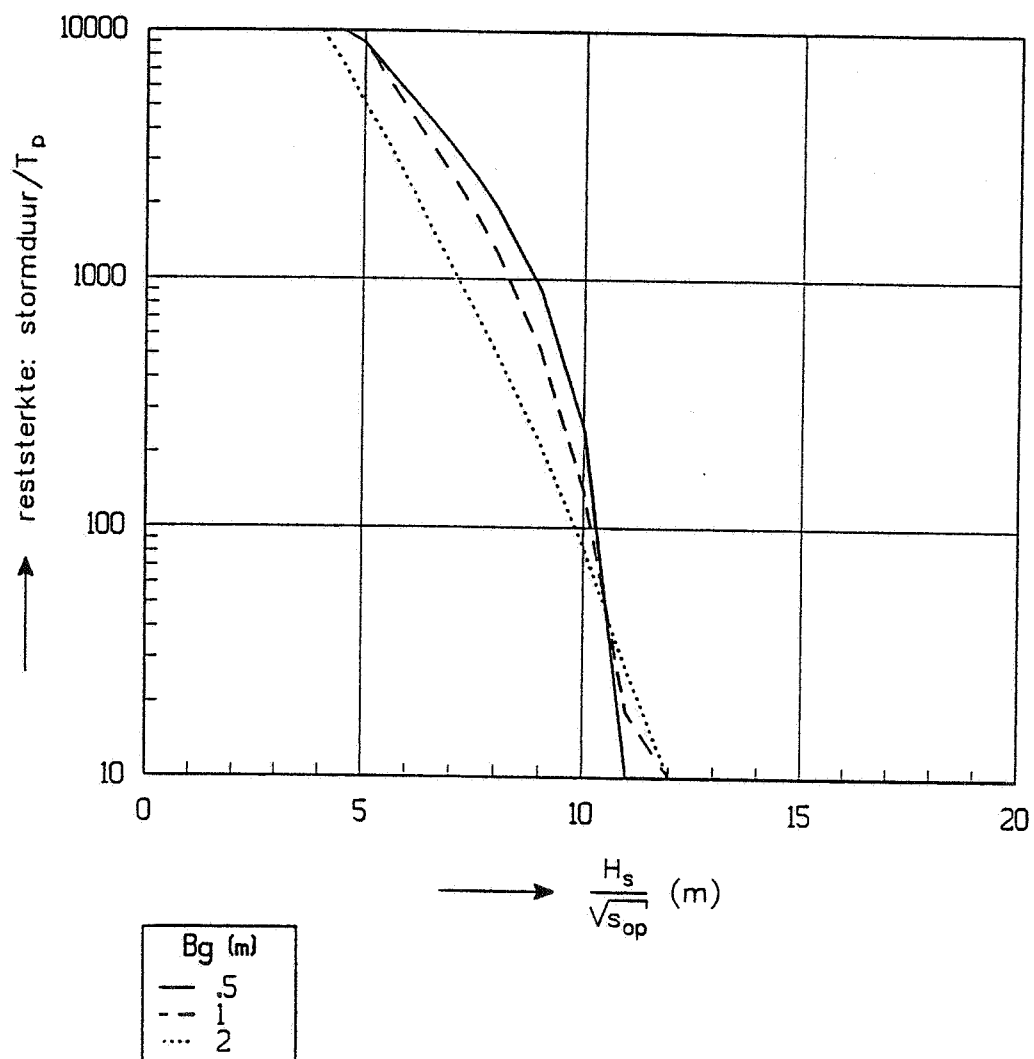
$\beta < 20^\circ$

M001030e

WL | delft hydraulics

H3678

Fig. 8.11



Reststerkte van filter bij scheve golfaanval

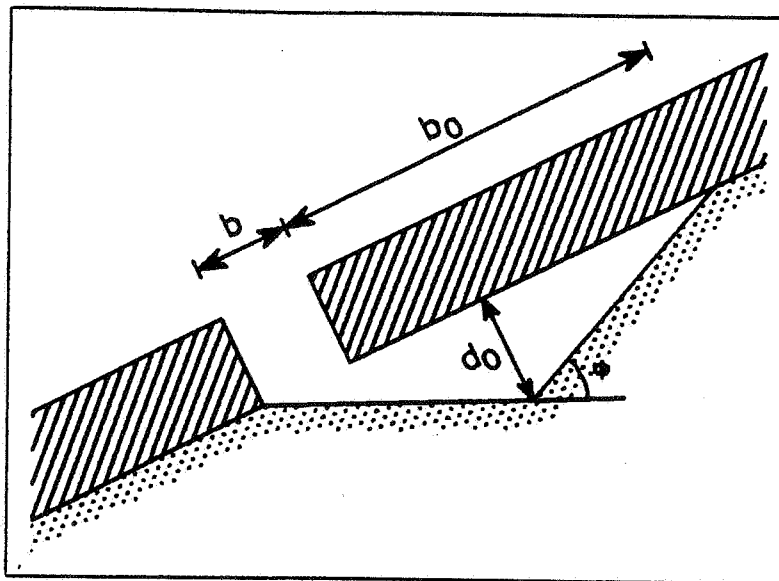
$\beta < 20^\circ$

M001030f

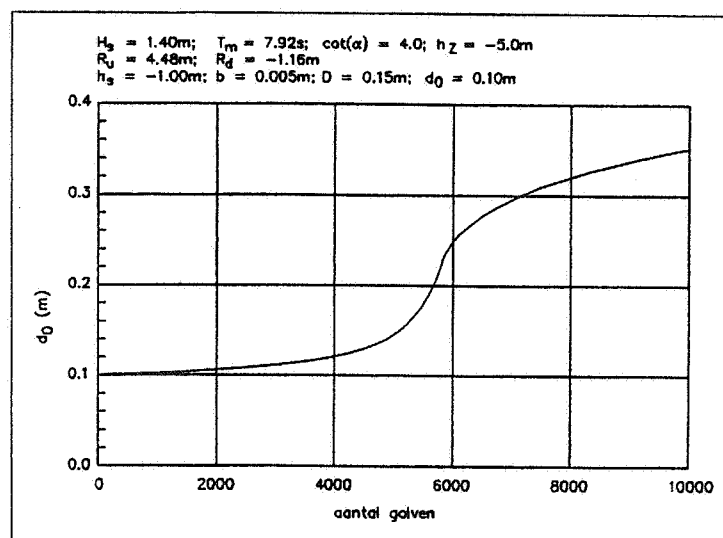
WL | delft hydraulics

H3678

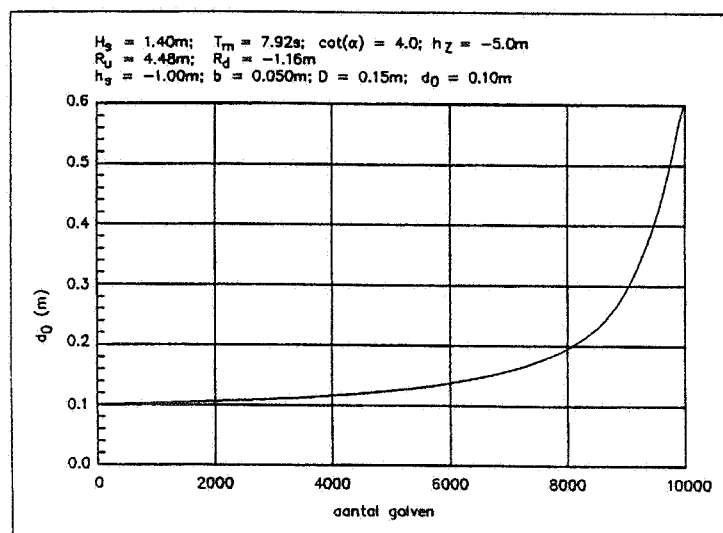
Fig. 8.12



Schematisatie erosiekuil

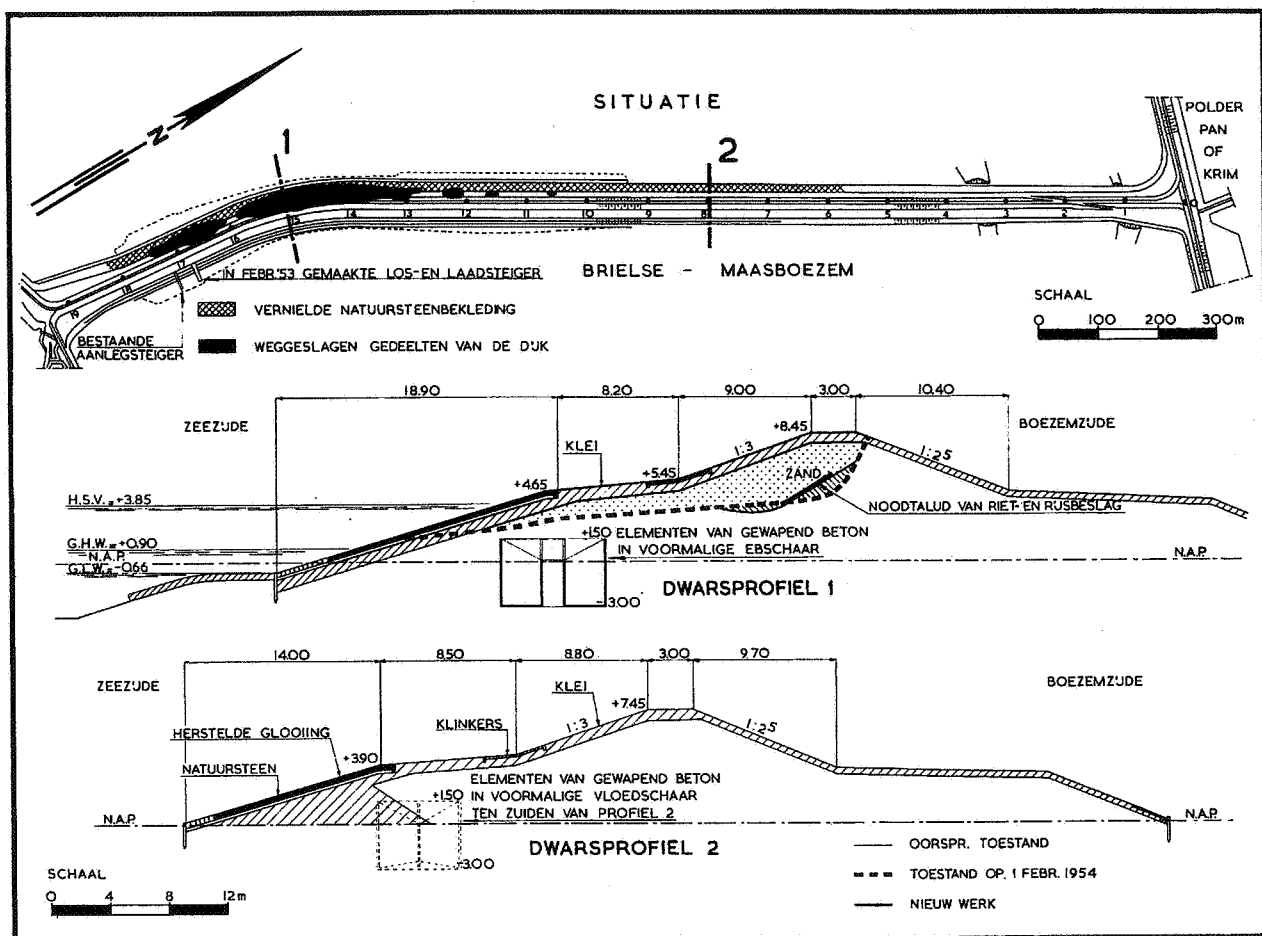


Ontgrondingsdiepte als functie van de tijd, $H_s = 1.4\text{m}$, $T_m = 8\text{s}$, $b = 0.005\text{m}$



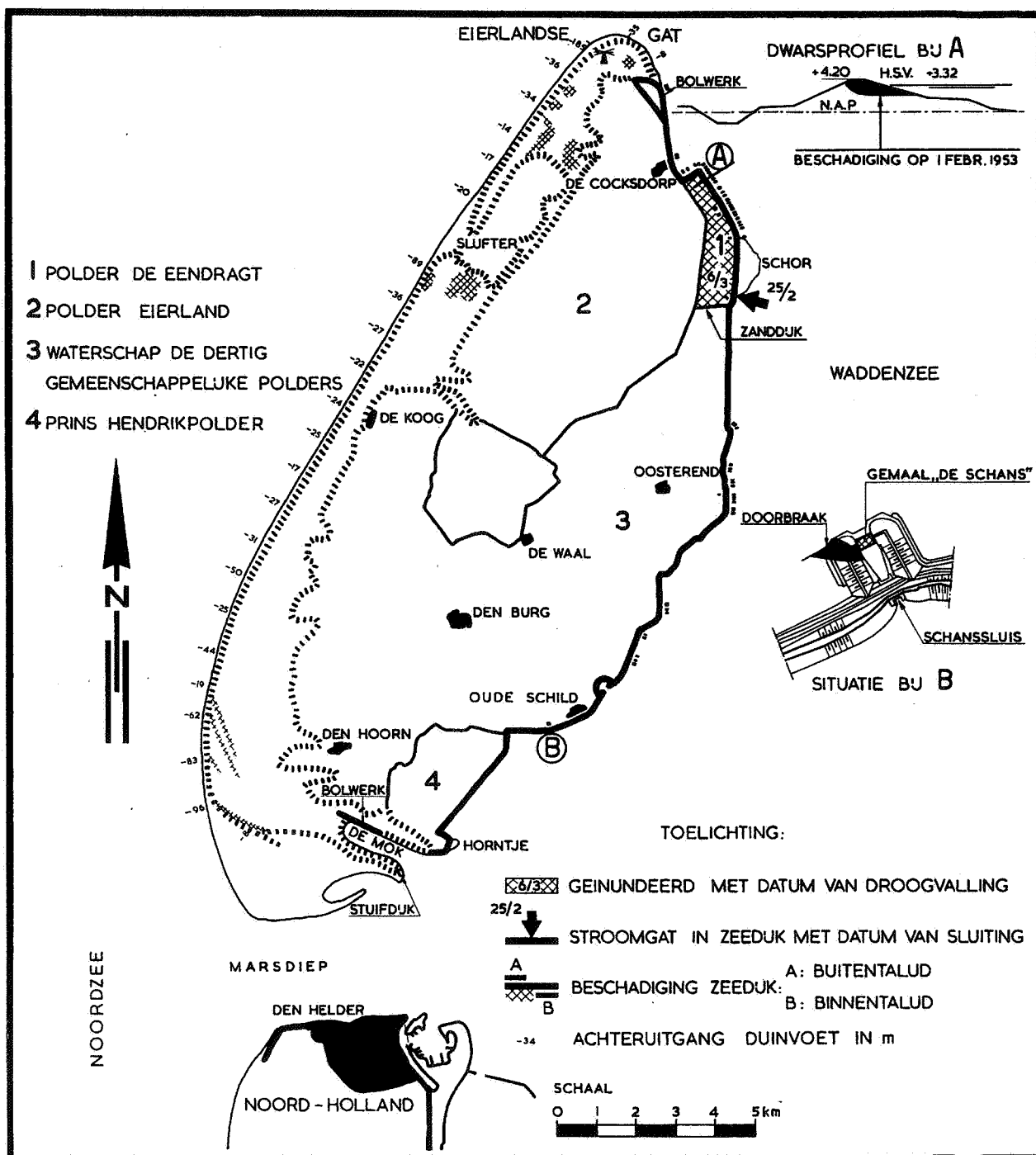
Ontgrondingsdiepte als functie van de tijd, $H_s = 1.4\text{m}$, $T_m = 8\text{s}$, $b = 0.005\text{m}$

Schematisatie schade onder scheur in asfalt en berekende ontgrondingsdiepte		M001030b
WL delft hydraulics	H3678	Fig. 8.13



Schade aan afsluitdam van de Brielse Maas, 1953

M001026a



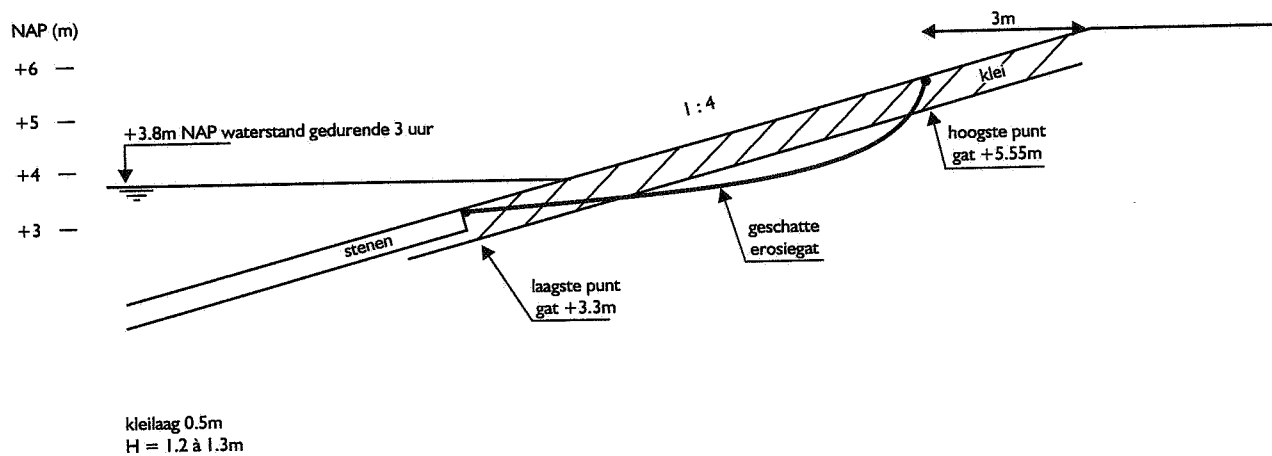
Schade aan zedijk Polder de Eendragt op Texel, 1953

M001026b



Schade aan hoofdwaterkering bij het Normerven op Wieringen, 1953

M001026c



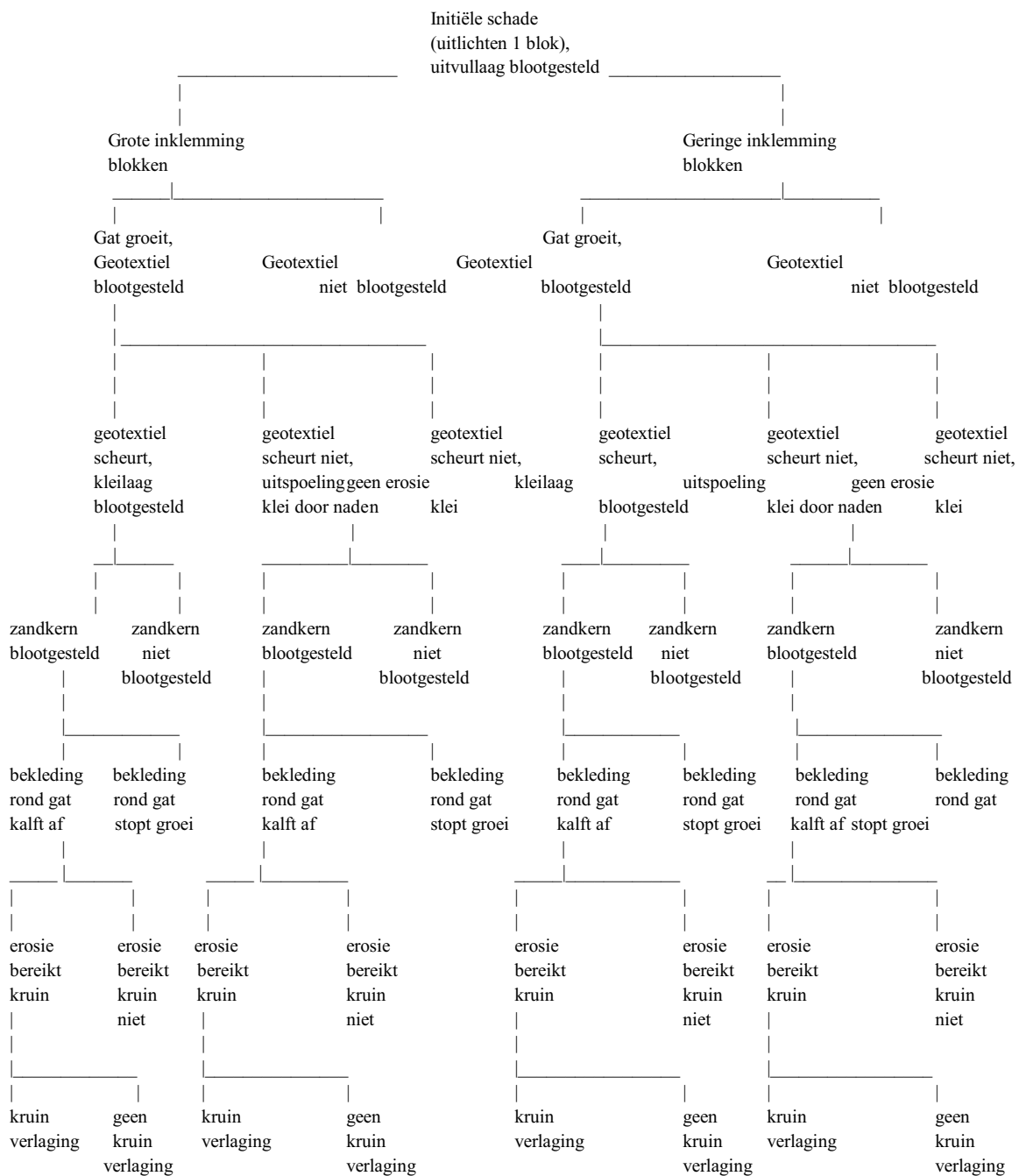
Schade (geschat) aan Emmapolderdijk te Groningen, 1962

M001026e

3 Gebeurtenissenbomen en berekening correlatie coëfficiënten

Boom 1: Steenzetting op uitvullaag+geotextiel+kleilaag op zandkern

Initiële schade hoog op het talud

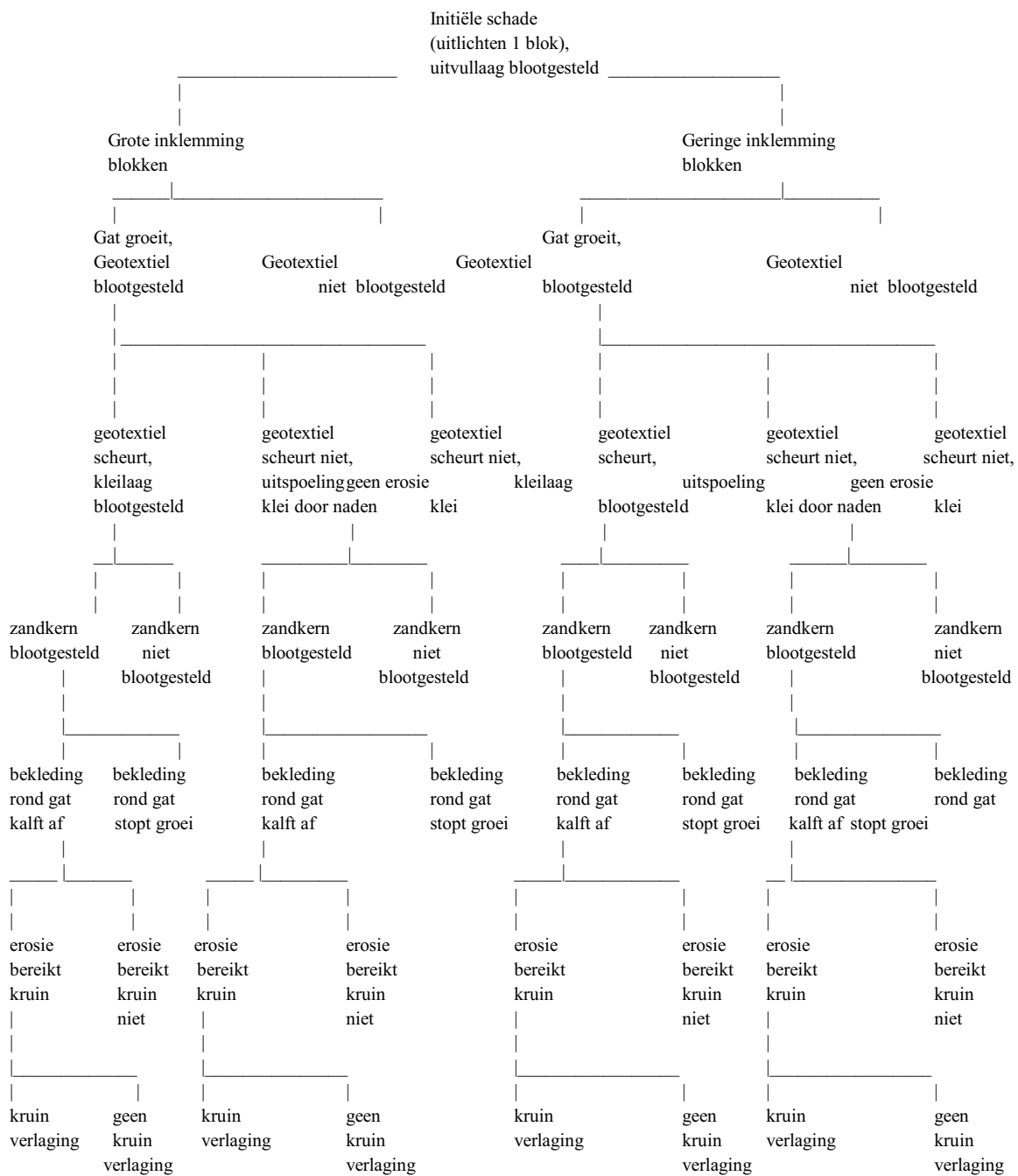


Boom 2

Steenzetting op uitvullaag+geotextiel+kleilaag op zandkern

Initiële schade laag op het talud (ver beneden berm).

Boom voorlopig gelijk aan die bij initiële schade hoog op talud, voornaamste verschil met boom 1 zit in getallen bij laatste 3 takken van de boom: erosie tot kruin gaat waarschijnlijk pas na afschuiving van boven erosiekuil gelegen dijkdelen (mede grond-mechanisch), en er is een grotere kans op het stoppen van de schade voordat de kruin wordt bereikt.



Boom 3

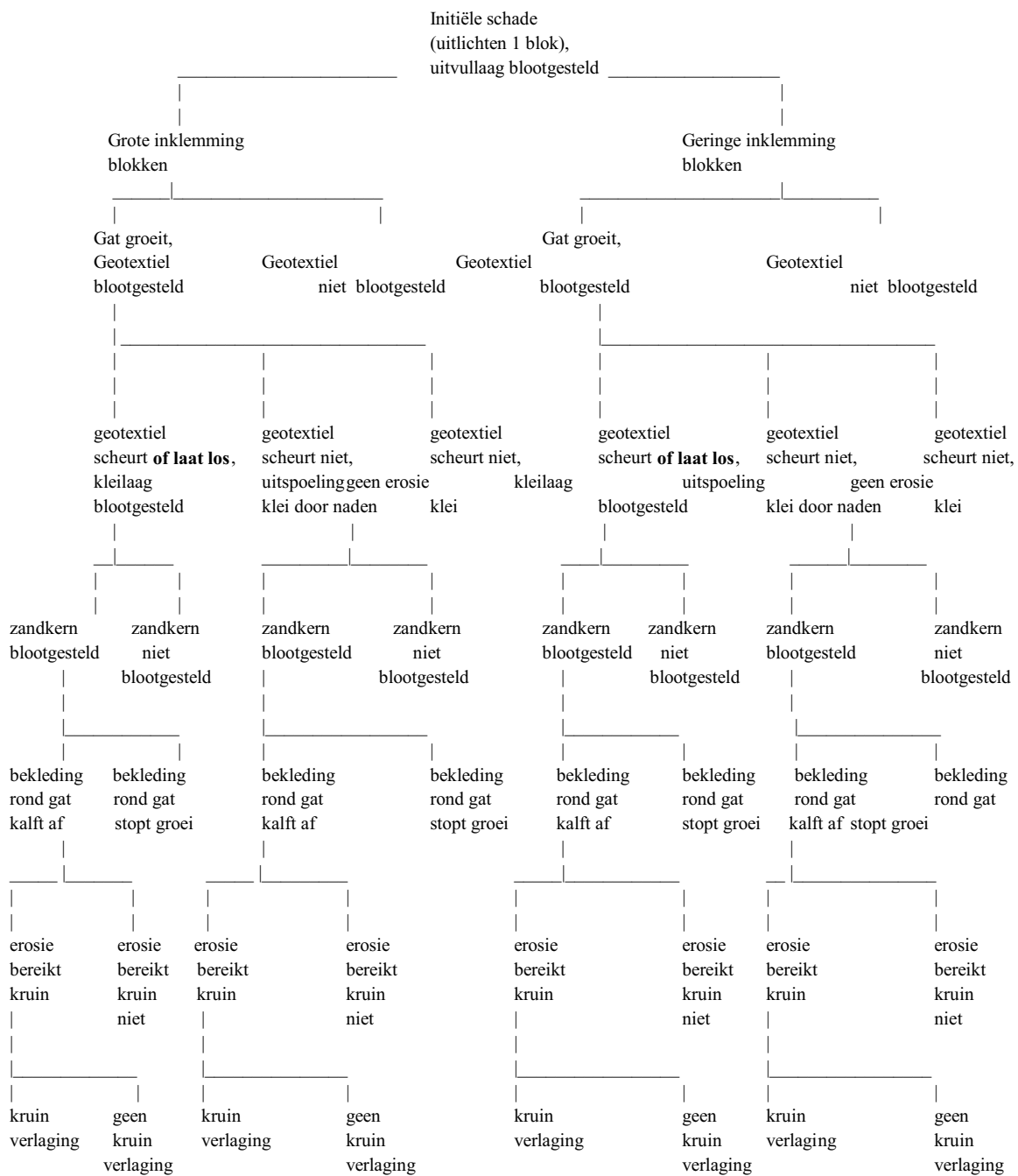
Initiële schade op of net onder berm van steenzetting+uitvullaag+geotextiel

Belangrijkste verschillen tov boom 1:

eventueel loslaten van geotextiel : kans op “scheuren “ anders

kans op stoppen groei door bekleding rond gat anders

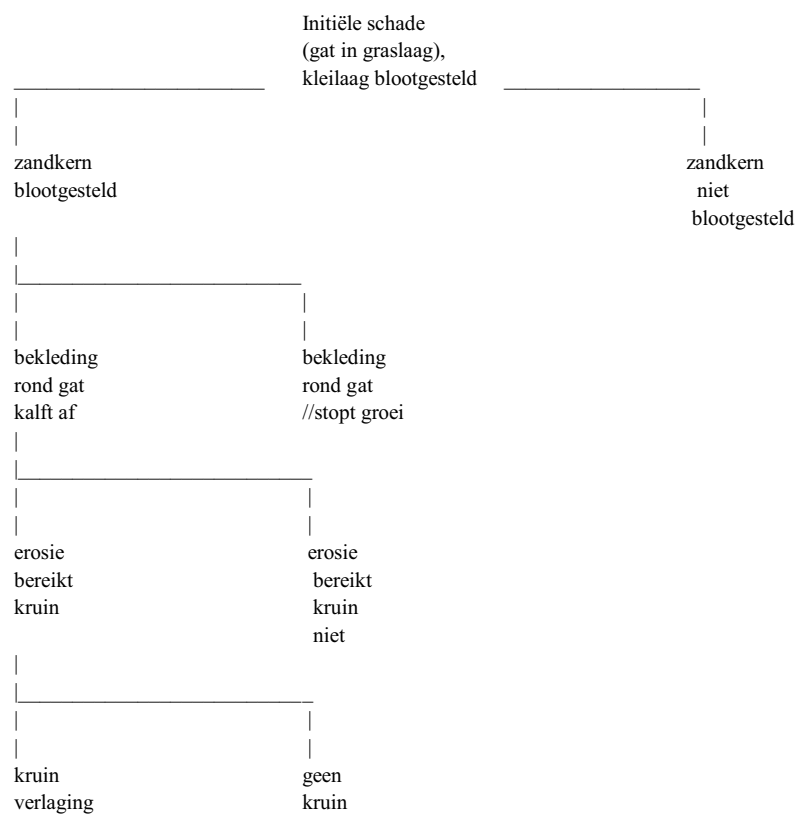
kans op bereiken kruin anders (door grote afstand tot kruin)

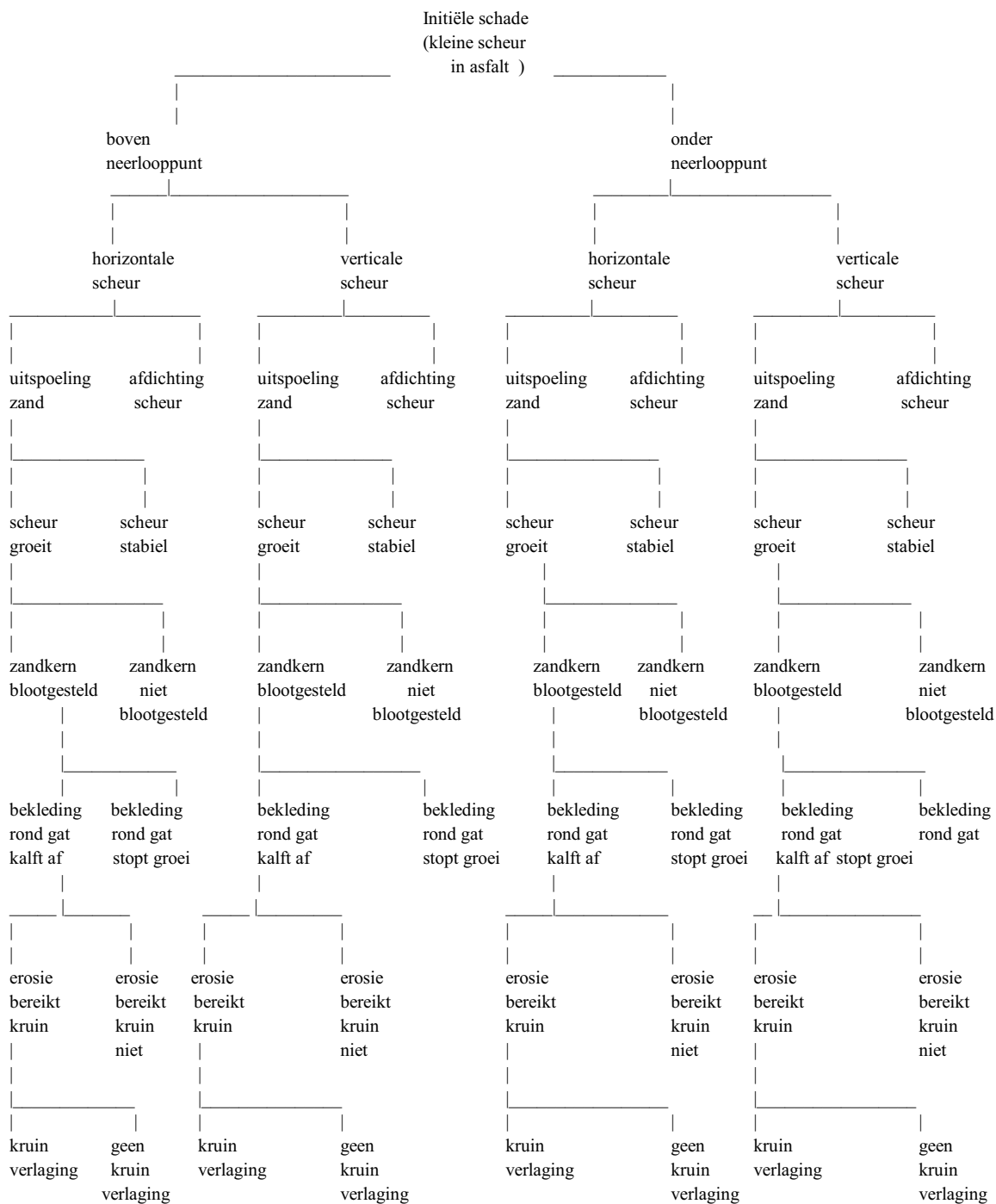


Boom 4

Gras+kleilaag op zandkern

Initiële schade hoog op het talud





Bijlage 3:

Berekeningen correlatiecoëfficiënt tussen faalkans toplaag steenzetting op klei, en reststerkte na bezwijken toplaag, aan de hand van de rekenresultaten van de niveau II -berekeningen (alfa's). Berekeningsresultaten per getijde. 730 getijden/jaar

berekening 1: rest_as1.prt (met kern)

	Z1	Z2		
	Asfaltbekleding	reststerkte		
	B_asf_1.prt, variant 1			
	Pf=2.7e-9, beta=5.83	Pf=7.8e-8, beta=5.25		
Xi	alfa2 Xi_1	alfa2 Xi_2	rho_Xi	rho Z1Z2
waterstand	0.60	0.98	1.00	0.77
onafhankelijk deel wind	0.02	0.00	1.00	0.00
t_stormduur	0.00	0.01	0.00	0.00
D_asfalt	0.16	0.00	0.00	0.00
c0	0.22	0.00	0.00	0.00
t_tpl	0.00	0.00	0.00	0.00
t_kern	0.00	0.01	0.00	0.00
	1.00	1.00		
			rho_Z1_Z2	0.77

berekening 2: rest_as1.prt (met kern)

	Z1	Z2		
	Asfaltbekleding	reststerkte		
	B_asf_1.prt, variant 2			
	Pf=2.4e-14, beta=7.54	Pf=7.8e-8, beta=5.25		
Xi	alfa2 Xi_1	alfa2 Xi_2	rho_Xi	rho Z1Z2
waterstand	0.48	0.98	1.00	0.69
onafhankelijk deel wind	0.01	0.00	1.00	0.00
t_stormduur	0.00	0.01	0.00	0.00
D_asfalt	0.24	0.00	0.00	0.00
c0	0.27	0.00	0.00	0.00
t_tpl	0.00	0.00	0.00	0.00
t_kern	0.00	0.01	0.00	0.00
	1.00	1.00		
			rho_Z1_Z2	0.69

Bijlage 3:

Berekeningen correlatiecoëfficiënt tussen faalkans toplaag steenzetting op klei, en reststerkte na bezwijken toplaag, aan de hand van de rekenresultaten van de niveau II -berekeningen (alfa's). Berekeningsresultaten per getijde. 730 getijden/jaar

berekening 1: rest_kl2.prt (variant 4, met kern)				
	Z1 steenbekl op klei B_klei_2.prt, variant 3 Pf=4.1e-9, beta=5.77	Z2 reststerkte Pf=5.5e-9, beta=5.72		
Xi	alfa2 Xi_1	alfa2 Xi_2	rho_Xi	rho Z1Z2
waterstand	0.84	0.94	1.00	0.89
onafhankelijk deel wind	0.01	0.00	1.00	0.00
t_stormduur	0.00	0.03	0.00	0.00
t_tpl	0.00	0.01	0.00	0.00
t_geo	0.00	0.00	0.00	0.00
ck	0.15	0.00	0.00	0.00
cRK	0.00	0.01	0.00	0.00
t_kern	0.00	0.01	0.00	0.00
	1.00	1.00		
			rho_Z1_Z2	0.89

berekening 2: rest_kl2.prt (variant 1, met kern)				
	Z1 steenbekl op klei Pf=4.7e-8, beta=5.34	Z2 reststerkte Pf=4.7e-8, beta=5.34		
Xi	alfa2 Xi_1	alfa2 Xi_2	rho_Xi	rho Z1Z2
waterstand	0.84	0.98	1.00	0.91
onafhankelijk deel wind	0.01	0.00	1.00	0.00
t_stormduur	0.00	0.01	0.00	0.00
t_tpl	0.00	0.00	0.00	0.00
t_geo	0.00	0.00	0.00	0.00
ck	0.15	0.00	0.00	0.00
cRK	0.00	0.00	0.00	0.00
t_kern	0.00	0.01	0.00	0.00
	1.00	1.00		
			rho_Z1_Z2	0.91

berekening 3: rest_kl1.prt (variant 4, zonder kern)				
	Z1 steenbekl op klei Pf=1.4e-6, beta=4.69	Z2 reststerkte Pf=1.4e-6, beta=4.69		
Xi	alfa2 Xi_1	alfa2 Xi_2	rho_Xi	rho Z1Z2
waterstand	0.84	0.73	1.00	0.78
onafhankelijk deel wind	0.01	0.03	1.00	0.02
t_stormduur	0.00	0.11	0.00	0.00
t_tpl	0.00	0.04	0.00	0.00
t_geo	0.00	0.00	0.00	0.00
ck	0.15	0.00	0.00	0.00
cRK	0.00	0.09	0.00	0.00
t_kern	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	1.00		
			rho_Z1_Z2	0.80

berekening 4: rest_kl1.prt (variant 1, zonder kern)				
	Z1 steenbekl op klei Pf=2.6e-3, beta=2.79	Z2 reststerkte Pf=2.6e-3, beta=2.79		
Xi	alfa2 Xi_1	alfa2 Xi_2	rho_Xi	rho Z1Z2
waterstand	0.84	0.83	1.00	0.83
onafhankelijk deel wind	0.01	0.09	1.00	0.03
t_stormduur	0.00	0.04	0.00	0.00
t_tpl	0.00	0.00	0.00	0.00
t_geo	0.00	0.00	0.00	0.00
ck	0.15	0.00	0.00	0.00
cRK	0.00	0.04	0.00	0.00
t_kern	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	1.00		
			rho_Z1_Z2	0.86